

DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

XII. JAHRGANG 1915.

NO 7.

Die Eisenbetonarbeiten des neuen Verwaltungs-Gebäudes der Ortskrankenkasse zu Dresden.

Entwurf und Ausführung der Firma Johann Odorico, Inhaber: Ing. R. Wortmann, in Dresden.
Mitgeteilt von Oberingenieur Dipl.-Ing. H. Marcus. (Fortsetzung statt Schluß.) Hierzu die Abbildungen Seite 51–53).



In Abb. 10 a. f. S. sind Querschnitte und Ansichten der Fenster- und Türstürze usw. über dem Keller- und Obergeschoß ersichtlich. Sie zeigen, wie verwickelt diese zum Teil angelegt werden mußten, um sich den Formen, welche die Architekten gewählt hatten, anzupassen. Aus diesem Beispiel, wie aus Abb. 11

a. f. S., welche die Form des Turmaufbaues darstellt und den Abb. 12 u. 13 S. 51 u. 53, sowie Abb. 14, die verschiedene Dachformen wiedergeben, geht klar hervor, wie zwanglos sich der Eisenbeton allen architektonischen Formen anpaßt und auch umgekehrt, wie den Architekten im Eisenbeton ein Mittel gegeben ist, das für die freie Entfaltung der architektonischen Gedanken sehr förderlich ist.

Die Obergeschosse sind, was die Eisenbeton-Konstruktion anbelangt, wenig von einander verschieden, sodaß es genügt, auf einen von den Grundrissen (Abbildung 1, S. 42 in No. 6, unterer Teil, Grundriß des Erdgeschosses) hinzuweisen, aus welchem die Anordnung und die Spannweite der durchlaufend berechneten Platten und Träger zu entnehmen ist. Für die Träger ist, soweit sie sich in Zusammenhang mit den Säulen befinden, dieser Zusammenhang in Rechnung gestellt und bei der Anordnung der Eiseneinlage berücksichtigt worden.

Die Mittelsäulen sind, wie erwähnt, um gefällig

auszusehen und mit Rücksicht auf die Ersparnis an Raum, in ringbewehrter Ausführung mit achteckigem Querschnitt hergestellt worden. Die Umschnürung besteht aus Ringen (System Odorico), wie sie die Firma auf Grund von Versuchen bei der Material-Prüfungsanstalt Dresden (vergl. „Neue Versuche mit ringbewehrten Eisenbetonsäulen“ *) im Selbstverlag der Firma Odorico, Dresden) angenommen hat, welche gleich gute Ergebnisse zeigten, wie bei anderen Umschnürungsmethoden.

Die Frontsäulen, welche später durch Mauerwerk umhüllt worden sind, erhielten rechteckigen Querschnitt von 40 · 75 cm und die übliche Eiseneinlage;

*) Vergleiche auch „Mitteilungen“ Jahrg. 1912, S. 33 ff.

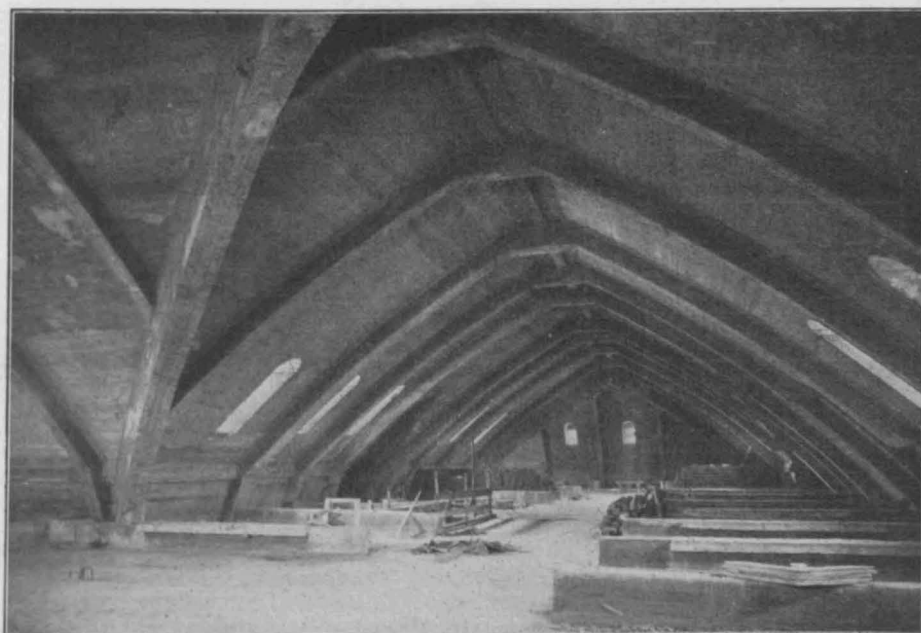
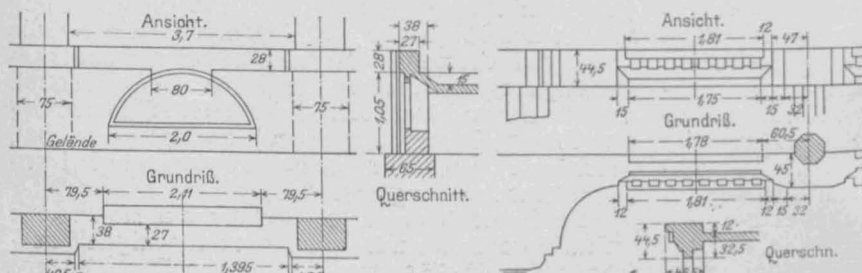
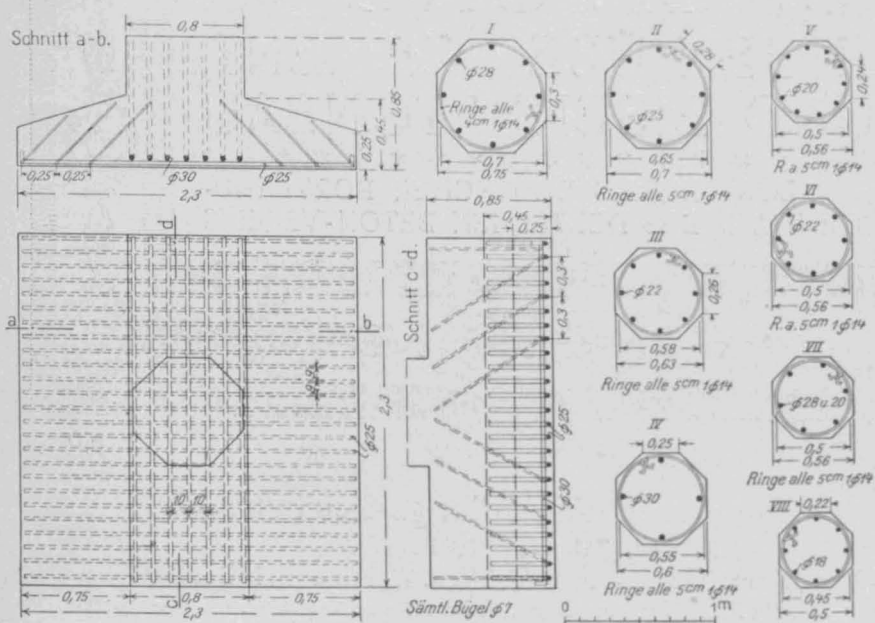


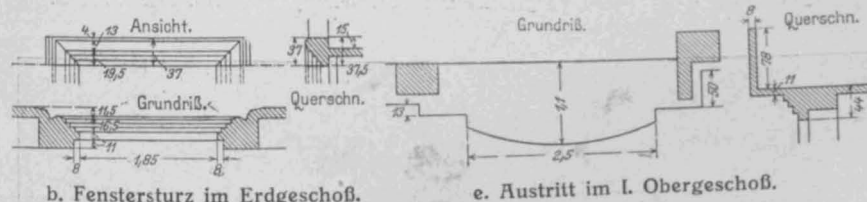
Abbildung 14. Blick in den Dachraum mit normalen Bindern.

In konstruktiver und statischer Hinsicht dürfte die Konstruktion des 4. Obergeschosses und des Dachgeschosses am meisten Interessantes bieten.

ferner einfach an beiden Enden eingespannte Rahmen, ebenfalls mit verschiedener Form, sodann einfache Rahmen, an einem Ende eingespannt, am anderen Ende mit Gelenk mit Auflager in verschiedenen Höhen, schließlich mehrstielige Rahmen (Abb. 13, S. 53) usw. Infolge der wechselnden Spannweite und Grundrißform war es erforderlich, fast jeden Binder für sich zu berechnen. Die Abbildungen zeigen einige charakteristische Beispiele, aus denen auch die Stärken und die Anordnung der Eiseneinlagen zu ersehen ist. Die Binder über dem 4. Obergeschoß mußten,

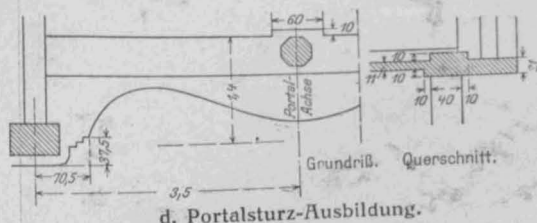


c. Portalsturz.



b. Fenstersturz im Erdgeschoß.

e. Austritt im I. Obergeschoß.



d. Portalsturz-Ausbildung.

Die verwickelten Dachformen bei dem verhältnismäßig unregelmäßigen Grundriß ließen die Möglichkeit einheitlicher Binderformen nicht zu. Es entstanden vielmehr eine große Menge verschiedenartiger Binder, welche sowohl konstruktiv wie auch statisch zu verschiedenen Lösungen führten. In Abb. 12 hierneben sind eine Anzahl dieser Binder in ihren statischen Verhältnissen zusammengestellt. Die maßgebenden Momente sind mit angegeben. Wir sehen Zweigelenkrahmen von sehr verschiedener Form,

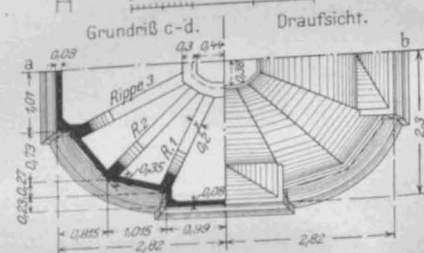


Abbildung 11.
Ausbildung des Turmaufbaues.

Abbildung 10 a—e.

Ausbildung von Tür- und Fensterstürzen
usw. in Eisenbeton.

(Maßstab 1 : 100)

da in diesem Geschoß meistens Wohnräume untergebracht sind, und eine ebene Decken-Untersicht erwünscht war, als Oberzüge konstruiert werden (Abbildung 13c—e). Dies war um so eher möglich, als vorspringende Rippen in den Dachräumen nicht stören. Ohnehin kamen sie meistens in die seitlichen Abteile der Dachräume, während in der Mitte stets ein Gang frei von Oberzügen blieb (vergl. Abb. 14, S. 49). Unter diesen erhielten diejenigen Binder, welche durch Momente besonders stark beansprucht werden, T-förmigen Querschnitt (Abbild. 13a und c, sowie 14). Bei einzelnen ist die Breite der Kopfplatte der Momenten-Abnahme angepaßt (Abbildung 13c). Ebenso ist auch bei einzelnen Stielen der Binder, um die Druckspannung aufnehmen zu können, eine Druckplatte mit abwechselnder Breite angebracht worden (Abbildung 13d), was nur dadurch möglich war, daß diese Stiele im Mauerwerk eingeschlossen worden sind. —

Die neue Wasserleitung der Stadt Los Angeles in Kalifornien.

Im Vorjahre ist die neue Wasserleitung der Stadt Los Angeles in Betrieb genommen worden, die aus der Sierra Nevada auf eine Entfernung von fast 400 km der Stadt täglich einen Wasservorrat von rd. 1 Mill. cbm (abzüglich Versickerung, Verdunstung usw. rd. 0,9 Mill.), oder 259 Mill. Gallonen (1 G. amerik. = 3,785 l), zuführt, während im Jahre 1905 die Stadtgemeinde auf eine tägliche Wasserzuführung von rd. 0,15 Mill. cbm (40 Mill. Gallonen), aus dem Los Angeles-Fluß angewiesen war, sodaß bei dem außerordentlichen Anwachsen der Einwohnerzahl ernste Schwierigkeiten hinsichtlich der Wasser-Versorgung drohten. Von der gewonnenen Wassermenge wird in absehbarer Zeit nur ein kleinerer Teil zur Wasser-Versorgung selbst gebraucht, sodaß auf lange Zeit hinaus in der Nähe der Stadt gelegene Flächen von rund 54 600 ha (135 000 Acres) aus dem Wasserüberschuß bewässert werden können. Nach dem Plane des leitenden Ingenieurs der Wasserwerke, William Mulholland, dem auch der Plan der neuen Wasserleitung selbst zu verdanken ist, werden

Erwerb, Wasserrechte usw., die durch eine Anleihe gedeckt wurden, die fast ganz vom Ort selbst aufgebracht worden ist. Die Kosten der Herstellung der Zuleitung vom Endpunkt der neuen Wasserleitung bis zum Weichbild und Anschluß an des vorhandene Leitungsnetz sollen aus den Einnahmen des städt. Wasserwerkes bestritten werden. Einschließlich Bewässerungs-Anlagen und Ausbau der Kraftanlagen (ohne Verteilungsnetz) sind die Gesamtkosten des Unternehmens auf 132,3 Mill. M. (31,5 Mill. Dollar) geschätzt.

Es handelt sich also um ein Unternehmen von sehr erheblicher Bedeutung, das in der Hauptsache in eigener Regie der Stadt ausgeführt ist, bezw. noch ausgeführt wird, ein Verfahren, für das man erhebliche Ersparungen gegenüber der Vergebung der Ausführung an Unternehmer herausgerechnet hat. Dem Chefingenieur standen dabei zur Seite: in erster Linie Ingenieur J. B. Lippincott, für den maschinellen Teil Roderic Mac Kay, für den elektrotechnischen Teil E. F. Scattergood. Die Ausführung des Unternehmens bot in technischer Beziehung sehr erheb-

Abbildung 12a.

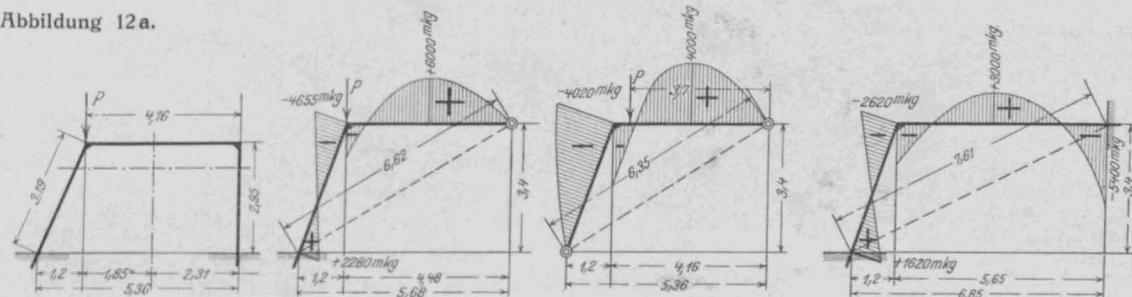
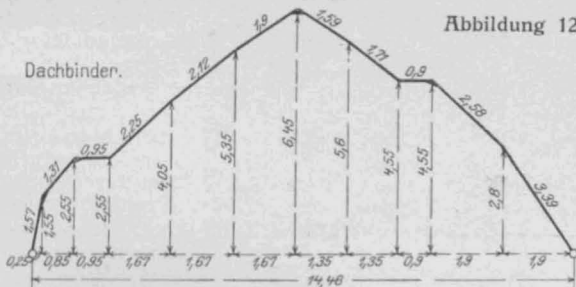


Abbildung 12b.



Abbildungen 12a—d. Verschiedene Dachbinder-Formen mit Darstellung der Höchst-Momente.

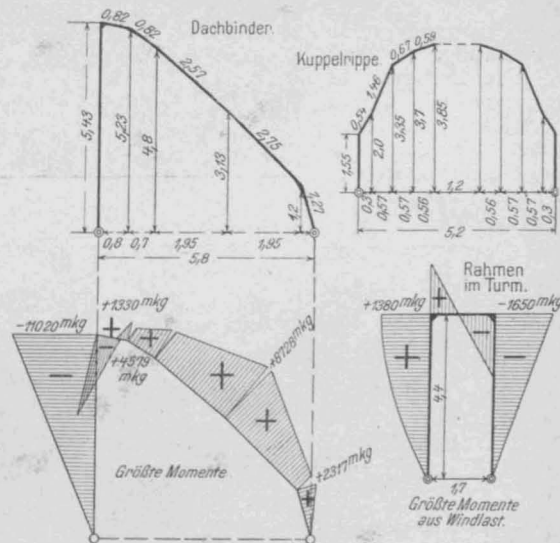


Abbildung 12c.

Abbildung 12d.

Die Eisenbetonarbeiten des neuen Verwaltungs-Gebäudes der Ortskrankenkasse zu Dresden.

die Bewässerungs-Anlagen mit dem Fortschritt der Stadtentwicklung und der Bebauung dieser Flächen schrittweise zum städtischen Versorgungsnetz eingebaut. Diesem zweckmäßigen Vorgehen hat die Stadt-Vertretung erst Ende vorigen Jahres zugestimmt und die Aufbringung der Mittel für etwa $\frac{2}{3}$ der zu bewässernden Gesamtflächen bewilligt.

Die Wasserleitung, die in rund 1160 m Höhe über dem Meere etwa 18 km nördlich der Stadt Independence aus dem Owens-River abgezweigt wird, der allein für die Wasserversorgung in Betracht kommen konnte, endet nach rund 380 km Länge etwa 38 km nordwestlich des Weichbildes von Los Angeles im San Fernando-Tal in 445 m Höhe über dem Meere, während die Geschäftsstadt von Los Angeles in etwa 84 m Höhe liegt. Am Anfangs- und Endpunkt, sowie an Zwischenstufen wird das Gefälle der Leitung zur Gewinnung elektrischer Kraft ausgenutzt. Nach vollem Ausbau der Kraftanlagen können dauernd etwa 70 000, im Höchstfall 120 000 PS gewonnen werden. Für die Herstellung der eigentlichen Wasserleitung sind im Jahre 1907 von der Stadtvertretung 102,9 Mill. M. (24,5 Mill. Dollars) bewilligt worden, davon 6,3 Mill. M. für Grund-

liche Schwierigkeiten, da sie sich unter ungünstigsten klimatischen Verhältnissen, teils im Gebirge, teils in gänzlich unbewohnter, zum Teil wasserloser Wüste und fern von allen Verkehrsmitteln vollziehen mußte. Es waren erhebliche Gebirgszüge zu durchbrechen, welche die Ausführung von 83,6 km Tunnel, darunter ein Tunnel von 8,1 km Länge, nötig machten, ferner waren tief eingeschnittene Täler mit Heberleitungen von zusammen 19,4 km Länge und zum Teil erheblichen Druckhöhen zu überschreiten, und u. A. 34 km offene und nicht ausgekleidete, 64 km desgl. ausgekleidete und 157,3 km überdeckte Leitungen auszuführen. Der Beton und Eisenbeton wurde dabei sowohl zur Böschungsabdeckung, wie zur Herstellung der Leitungen, Auskleidung der Tunnel, Herstellung der unter Druck stehenden Röhren neben Stahlrohren in ausgehntem Maße angewendet und es kamen dabei rund 1,5 Mill. Faß Zement (wie bei uns zu 170 kg netto), teils reiner Portland-Zement, teils mit Traß ähnlichem Zusatz gemischter Portland-Zement zur Verwendung, die größtenteils im eigenen Betriebe der Stadt erzeugt worden sind.

Eine kurze Darstellung des großen Unternehmens in seinen Hauptzügen erscheint daher von allgemeinerem

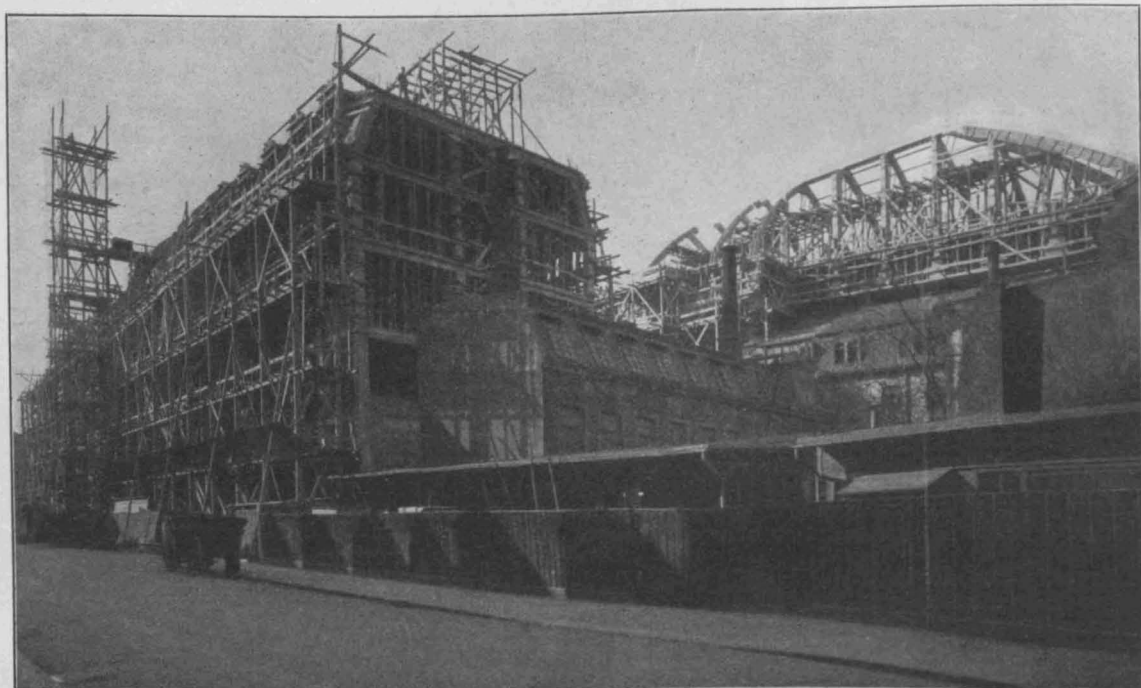
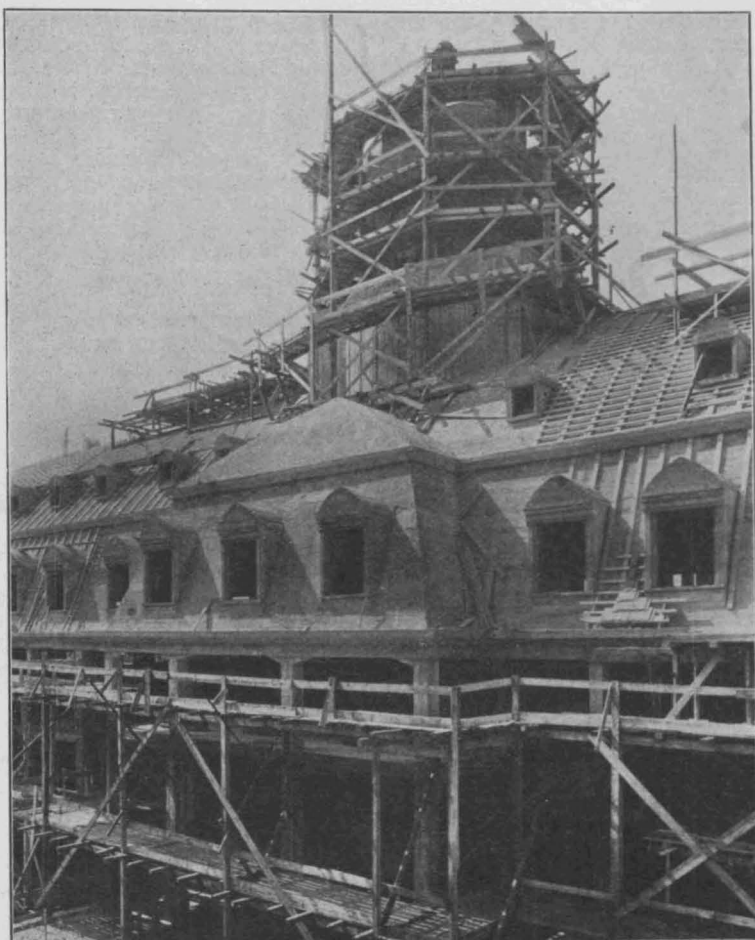
Interesse, im besonderen auch vom Standpunkt des Zementtechnikers und Betonbauers. Wir stützen uns dabei teils auf eine schon ältere, uns von Hrn. Ing. Fr. Bock, Berlin-Charlottenburg, zur Verfügung gestellte Arbeit, zu der auch eine Reihe der Abbildungen von der Ausführung gehören, teils auf amerikanische Veröffentlichungen*).

Die Vorarbeiten für die Wasserleitung gehen bis in das Jahr 1904 zurück, im folgenden Jahre wurde bereits mit dem Ankauf von Land im Tale des Owens River begonnen, Ende 1908 wurde nach Beendigung der vorbereitenden Arbeiten mit dem eigentlichen Bau angefangen. Beschäftigt wurden zeitweilig 2500 bis 4000 Mann. Um die Baustellen zugänglich zu machen, war streckenweise die Anlage von Zufahrtsbahnen erforderlich, außerdem wurden die Baustellen durch ein ausgedehntes Telefonnetz mit der Zentrale der Stadt in Verbindung gebracht. Diese vorbereitenden Arbeiten erforderten allein 20 % des Gesamt-Aufwandes für die Leitung.

Die Leitung hat eine ziemlich genau nord-südliche Richtung. Ihr Ursprung liegt im Herzen des Owens-Tales, das eine

den Owens-Fluß münden auf dieser Strecke etwa 40 seitliche Wasserläufe ein. Im Tal selbst beträgt der jährliche Regenfall nur 15 cm, aber nach dem Gipfel der Sierras zu steigt diese Menge auf mehr als 102 cm. Die Mindest-Wasser-
 sermenge des Owens-Flusses beträgt etwa 30 % seines Hochwassers. Das Wasser ist wesentlich reiner und an mineralischen Bestandteilen erheblich ärmer, als das jetzt in Los Angeles verwendete. Um es rein zu erhalten, hat die Stadtgemeinde im Owens-Tal erhebliche Land-Ankäufe gemacht, um einen Schutzstreifen zu erhalten, welcher nur landwirtschaftlich ausgenutzt werden darf, zum Teil auch aufgeforstet wird.

Der Owens-Fluß ergoß sich früher in einen See, dessen Spiegel auf 1087 m über dem Meere lag. Etwa 65 km oberhalb ist der Flußlauf durch einen Damm abgeschlossen, der das Wasser der Leitung zuführt. Die Entnahmestelle liegt, wie schon bemerkt, auf + 1160 m. Die Wasser-Leitung ist dann auf etwa 98 km Länge bis zum Haiwee-Becken als offener Kanal ausgeführt, der, soweit er Grundwasser führende Schichten durchzieht, keine Verkleidung erhalten hat, im übrigen mit Beton ausgekleidet



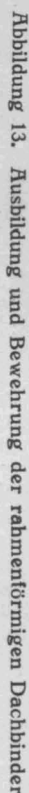
Abbildungen 15 und 16. Ausführung der Dachkonstruktionen.
 Die Eisenbetonarbeiten des neuen Verwaltungs-Gebäudes der Ortskrankenkasse zu Dresden.

Länge von 193 km, eine Breite von 10—19 km und eine Höhenlage von 1980—1070 m über dem Meer besitzt. In

worden ist. Er ist anfangs für eine Wasserführung von 22,7 cbm Sek., später für 25,5 cbm Sek. berechnet, hat also etwa die doppelte Fassungskraft als für die Wasserleitung als solche erforderlich ist, da er auch die Hochwässer des Owens-Flusses in das genannte Becken abführen soll, das

*) „Engineering News“ 1913, Bd. 69 S. 1257 ff.; „Engineering Record“ 1913, Bd. 68 S. 482 ff.; „Proceedings of the American Society of Civil Engineers“ 1912 usw. —

Mit 12,4 km langem Druck-Tunnel, wovon allein 8,1 km auf den Elizabeth-Tunnel entfallen, wird der Gebirgszug durchbrochen. Die Leitung hat hier 28,3 cbm/Sek. Fassungskraft.



In 3 Stufen, die zu Kraftzwecken ausgenutzt werden und von denen die oberste 287 m, die zweite 156 m besitzt, steigt die Leitung dann herab bis zum Auslaß im San Fernando-Tale auf +445 m über dem Meere. Zwischen zweiter Stufe

und Auslaß ist noch ein kleines Ausgleichbecken (Dry Cañon-Becken) für Kraftzwecke angeordnet von 1,67 Millionen cm^3 Speicherraum. Die Leitung besitzt von dort an noch 12 cm^3 Fassung. Sie liegt auf dieser ganzen Strecke größtenteils im Tunnel, außerdem kommen einige größere Heber-Anlagen unterhalb des Dry Cañon-Beckens vor.

Hinter dem Auslaß, der in einer offenen Kaskade endigt, schließt sich die städt. Hauptzuführungs-Leitung an, in die noch 2 Verteilungsbecken, das obere San Fernando-Becken mit rd. 20 Mill. cm^3 auf + 389 m und das untere Becken mit rd. 31 Mill. cm^3 auf + 346 m eingeschaltet sind.

Zu Kraftzwecken ist zunächst die Ableitungsstelle des Wassers aus dem Owens-Flusse benutzt, dessen normales Wasser ganz in die Leitung geführt wird. Hier werden 800 PS. gewonnen. Das Gefälle zwischen Leitung und dem alten Owens-See wird zu einer Kraft-

Anlage von 8600 PS. ausgenutzt und der Absturz hinter dem Haiwee - Sammelbecken liefert 6150 PS. Die größte Kraft - Anlage für 47 650 PS. (im Höchstfalle etwa 100 000 PS.) ist am Absturz vom Fairmont - Becken in das Francisquito-Tal in beiden Stufen zusammen gewonnen und der Höhenunterschied zwischen Leitungsauslaß und unterem San Fernando-Becken von 89,6 m liefert noch 9685 PS., zusammen also gegen 70 000 PS. als ständige Leistung.

Es sei noch bemerkt, daß später im Oberlauf des Owens-Flusses, 50 und 10 km oberhalb der Wasser-Entnahmestelle, 2 Staubecken von 427 und 159 Mill. cm^3 Fassungskraft angelegt werden sollen, die zur Regelung des Wasserablaufes des Flusses in Jahren besonders hoher Niederschläge dienen. Das obere Becken würde allein für den gesamten Wasser-Bedarf der Leitung an 427 Tagen ausreichen. — (Schluß folgt.)

Versuche über die Bewehrung von Winkelstützmauern.

Von Dipl.-Ing. L. Lilienfeld.

Unter obiger Bezeichnung ist eine Arbeit von Dr.-Ing. W. Schmidt in No. 18 der „Mitteilungen“, Jahrgang 1914 erschienen, deren Angaben mit den Anforderungen der baustatischen Sicherheit nicht in Einklang zu bringen sind. Als „normale Form“ einer Winkelmauer bezeichnet der Verfasser jenen Fall, bei welchem „der lotrechte Schenkel mit seiner Vorderkante über dem äußeren Kernpunkt — (Drittelpunkt) — der Grundplatte errichtet ist“, während nur „in Ausnahmefällen“ abweichende Anordnungen „am Platze sein können“. Weiter stellt der Verfasser zur Bemessung der Fundamentplatte einen neuen aber unzulänglichen Grundsatz auf: „die Breite des wagrechten Schenkels ... wird zweckmäßig so groß bemessen, daß die Mittelkraft durch den äußeren Kernpunkt geht, daß also die Momentengleichung um diesen Punkt gleich Null ist“. Die Zweckmäßigkeit dieser Bemessung ist nicht begründet und letztere führt vielmehr zu dem Ergebnis, daß die so abgeleiteten Bemessungsformeln statisch unzulängliche Konstruktionen liefern können.

An die Standfestigkeit einer Winkelmauer sind drei Forderungen zu knüpfen: Sicherheit 1. gegen Kippen, 2. gegen Überschreitung der zulässigen Bodenpressung, 3. gegen Gleiten. Während die letzte Bedingung durch konstruktive Anordnungen (Rippen, Neigung, Reibung) erreichbar ist und die Abmessungen der Fundamentplatte nicht unmittelbar beeinflusst, enthalten die beiden ersten Bedingungen bereits die rechnerische Grundlage zur Bemessung der Platte und Stellung des Ständers, also zur Bestimmung von a und c (Abbildung 1).

Der Verfasser erhält wohl bei seiner „normalen Form“ stets eine zweifache Sicherheit gegen Kippen (was reichlich bemessen ist), berücksichtigt aber die Bodenpressungen nicht; eine Nachprüfung liefert Bedenklisches hinsichtlich der Zulässigkeit der letzteren. Bei dem, nach den Annahmen des Verfassers sich einstellenden, dreieckigen Spannungs-Diagramm ist die größte Bodenpressung:

$$\sigma_{\max} = \frac{2P}{F} = \frac{4BH\gamma}{3B} = \frac{4}{3}H\gamma, \text{ also von der Fundamentbreite } B \text{ unabhängig, dagegen proportional der Höhe.}$$
 Es wird sich daher eine Höhengrenze einstellen, bei welcher die zulässige Bodenpressung überschritten wird. Diese Grenze liegt im Rahmen der praktischen Ausführungen, denn soll die zulässige Pressung nicht überschritten werden, muß $\sigma_{\text{zul}} \geq \frac{4}{3}H\gamma$ oder $H \leq \frac{3}{4} \frac{\sigma_{\text{zul}}}{\gamma}$.

sein. Beispielsweise:

für $\gamma = 1,8 \text{ t}$, $\sigma_{\text{zul}} = 1,0 \text{ kg/qcm} = 10,0 \text{ t/qm}$, $H \leq 4,16 \text{ m}$,

für $\gamma = 1,8 \text{ t}$, $\sigma_{\text{zul}} = 2,5 \text{ kg/qcm} = 25,0 \text{ t/qm}$, $H \leq 10,4 \text{ m}$.

Die „normale Form“ stellt demnach keine Norm dar und muß bei gebotener Sicherheit sehr bald versagen; sie enthält aber auch im Gültigkeitsbereiche keine konstruktive Zweckmäßigkeit, indem die Sonderheiten eines jeden Falles, die in der vorliegenden zulässigen Bodenpressung

und dem zweckmäßig gewählten Sicherheitsgrade gegen Kippen wurzeln, gar nicht zum Ausdruck kommen, wogegen diese allein eindeutig die Abmessungen der Platte liefern. Der Rechnungsgang stützt sich auf folgende Gleichgewichts-Bedingungen: Die Bezeichnung ist aus Abbildung 1 ersichtlich; der Sicherheitskoeffizient gegen Kippen sei μ (> 1); der geringe Eigengewichts-Unterschied zwischen Beton und Erdrich ist vernachlässigt, also Beton als Erde durchgemessen. Die Kippecke ist in 0.

M_p (das Moment der lotrechten Last P in 0) $= \gamma Hc \left(a + \frac{c}{2} \right)$

M_E (das Erddruck-Moment in 0) $= \frac{1}{6} \gamma t g^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) h^2 (3u+h)$.

Die Sicherheit gegen Kippen verlangt $M_p = \mu M_E$ oder es folgt

$$c^2 + 2ac = \mu \frac{1}{3} t g^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) h^2 \frac{3u+h}{H} \dots \text{Gl. 1)}$$

Das Gleichgewicht der äußeren Normalkraft $N = P$ mit den Bodenpressungen oder den (inneren) Kräften N_1, N_2 liefern zwei weitere Gleichungen wobei $\sigma_{\max} = \sigma_{\text{zul}}$ als Bedingung aufzufassen ist.

$$P = N_1 + N_2 \text{ oder } \gamma Hc = \frac{a+c}{2} (\sigma_{\text{zul}} + \sigma_{\min}) \dots \text{Gl. 2)}$$

Das Momentengleichgewicht in Bezug auf die Mitte:

$$\begin{aligned} M_E - P \frac{a}{2} &= \frac{b}{6} (N_1 - N_2) \text{ oder} \\ \frac{1}{6} \gamma t g^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) h^2 (3u+h) - \frac{1}{2} c H \gamma a &= \frac{1}{12} (a+c)^2 (\sigma_{\text{zul}} - \sigma_{\min}) \end{aligned} \dots \text{Gl. 3)}$$

Eliminiert man σ_{\min} , drückt aus Gl. 1

$a = \mu \frac{1}{6} \frac{t g^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) h^2 (3u+h)}{c} - \frac{c}{2} H \gamma$ aus und führt c^2 als neue Unbekannte ein, so folgt eine quadratische Gleichung und liefert:

$$c^2 = \frac{A}{\delta} (\beta \pm \sqrt{\beta^2 + \varepsilon}) \text{ oder}$$

$$1) \dots \dots c = \sqrt{\frac{A}{\delta} (\beta + \sqrt{\beta^2 + \varepsilon})}$$

$$2) \dots \dots a = \frac{A}{c} - \frac{c}{2} \text{ dabei ist zur Abkürzung gesetzt}$$

$$A = \frac{\mu}{6} t g^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) h^2 \frac{3u+h}{H}, \varepsilon = 2\sigma_{\text{zul}} \left(4\gamma H - \frac{\sigma_{\text{zul}}}{2} \right) = 2\sigma_{\text{zul}} \cdot \delta$$

$$\beta = \sigma_{\text{zul}} + \frac{2\gamma H}{\mu} (u-3), \delta = 4\gamma H - \frac{\sigma_{\text{zul}}}{2}.$$

(Sämtliche Werte sind in Tonnen und Metern, σ_{zul} in t/qm einzuführen; die Abmessungen folgen in Metern).

Ein Zahlenbeispiel soll die beiden Bemessungsarten im Vergleiche veranschaulichen und im vorhinein so günstig gewählt werden, daß die „normale Form“ noch

nicht versagt, also $\frac{\sigma_{\text{zul}}}{H\gamma} > \frac{4}{3}$.

Es sei $h = 8,0 \text{ m}$, $\sigma_{\text{zul}} = 25 \text{ t/qm}$, $\gamma = 1,8 \text{ t}$.

$$u = 0, t g^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) = 0,337.$$

Die „normale Form“ liefert $b = \sqrt{\frac{3}{4} \cdot 0,337 \cdot 8^2} = 4,02 \text{ m}$

$$\sigma_{\max} = \frac{4}{3} \cdot 8 \cdot 1,8 = 19,2 \text{ t/qm} = 1,92 \text{ kg/qcm}, \mu = 2.$$

Nach den vorliegenden Ableitungen mit $\mu = 1,5$, was bei der Höhe von 8 m, also größeren Trägheit der Erdmassen hinreichend ist:

$$A = \frac{1,5}{6} \cdot 0,337 \cdot 8^2 = 5,38, \quad \varepsilon = 2,25 \left(4 \cdot 1,8 \cdot 8 - \frac{25}{2} \right) = 2265$$

$$\beta = 25 + \frac{2 \cdot 1,8 \cdot 8}{1,5} (1,5 - 3) = -3,8, \quad \delta = 45,1$$

$$c = \sqrt{\frac{5,38}{45,1} (-3,8 + \sqrt{3,8^2 + 2265})} = 2,28 \text{ m}$$

$$a = \frac{5,38}{2,28} - \frac{2,28}{2} = 1,21 \text{ m}$$

$b = 2,28 + 1,21 = 3,49 \text{ m}$ gegenüber 4,02 m der „normalen Form“. Wollte man die vorhandene 1,5fache Sicherheit gegen Kippen, wie bei der „normalen Form“ auf 2 erhöhen, so ergibt die Umrechnung

$$A = 7,17, \beta = +10,6$$

$$c = \sqrt{\frac{7,17}{45,1} (10,6 + \sqrt{10,6^2 + 2265})} = 3,06 \text{ m}$$

$$a = \frac{7,17}{3,06} - \frac{3,06}{2} = 0,81 \text{ m}$$

$b = 3,06 + 0,81 = 3,87 \text{ m}$, also noch immer geringer, als die Breite der „normalen Form“ bei derselben Sicherheit, deren Anwendbarkeit damit genügend klargestellt ist und deren Berechtigung sich mithin auf den einzelnen Sonderfall beschränkt:

$$\text{wenn } \mu = 2 \text{ und } \frac{\sigma_{\text{zul}}}{H \gamma} = \frac{4}{3} \text{ ist.}$$

Das Hauptaugenmerk hat anscheinend der Verfasser den Versuchen zugewendet, deren Schlußfolgerungen jedoch ebenfalls zu Widerspruch Veranlassung geben. Die Behauptung, daß die „dreiteiligen“ Eisenbewehrungen „erheblich günstiger wirken“ als die aus einem Stück gebogenen, widerspricht der angeführten Versuchstabelle, die doch unmittelbar zeigt, wie die Probestücke mit ganzen Eisen (Abbildung 7, in No. 18, 1914), bei gleichem Material und Abmessungen, eine mehr als 2fache Bruchlast und Bruchmoment, als die mit geteilten Einlagen (Abbildung 8 in No. 18, 1914) aufnehmen. Bei der heutigen unzureichenden Kenntnis der wahren Betonspannungen und ihres Verhältnisses zur Würfel Festigkeit wird man gut tun an der Auffassung festzuhalten, daß jene Eisenbewehrungen „günstiger wirken“, die dem Tragwerke eine größere Tragfähigkeit zusichern.

Die Bruchursachen sind bei der gewählten Versuchsbewehrung und Versuchs-Anordnung in einem Herausreißen der lotrechten Stäbe, bei ihrer ungenügenden Verankerung der zuerst angeordneten Dreiteilung (Abbildung 8 in No. 18, 1914), und einem Sprengen des Betons an der ungesicherten Ecke der durchgehenden, im Eck gebogenen Eisen (Abbildung 7 in No. 18, 1914) unschwer zu erkennen.

Man pflegt an solchen Stellen, nicht ohne Recht, kurze schräge Eisen s zu verlegen, die eine Entlastung der geknickten, durchgehenden Eisen und eine gute Verankerung der Platte und Ständer bewirken, wie das aus Abbildung 2

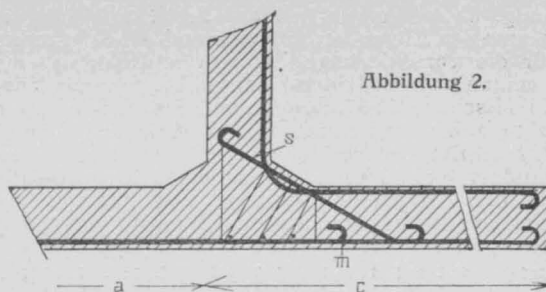


Abbildung 2.

ersichtlich ist. Sie zeigt die praktisch angezeigte Bewehrungsart durchgehender Eisen, ohne in eine Endschleife auszuarten und doch dieselbe Tragwirkung (Verankerung) der lotrechten Eisen zu bieten, wobei auch die Vorteile einer einfachen Verlegung erreicht sind. Berücksichtigt man, daß der innere Teil der Platte (c) durch die Erdlast Zugspannungen oben erhält so genügt es, die unteren Eisen (des Teiles a) nur etwa bis m zu führen, was bei größeren Ausführungen Ersparnisse liefert.

Eine wirksamere Verankerung der lotrechten Eisen bei der Dreiteilung (Abbildung 13 in No. 18, 1914) zeitigte, wie der Verfasser in No. 18, 1914 berichtet, ein fast 2faches Anwachsen des Bruch-Momentes (16 000 cmkg) gegenüber der ursprünglichen Anordnung (max 9000 cmkg), ohne jedoch die Tragfähigkeit der ungeteilten Eisen (18500 cmkg) zu überschreiten; dies beweist die übrigens bekannte Tatsache, daß, wie auch die Eisen im Einzelnen verlegt werden, durchgehend oder geteilt, eine wirksame Verankerung der lotrechten Stäbe stets das Notwendigste ist und mit ungeteilten Eisen stets gut erreicht werden kann.

Die Versuchsanordnung ergibt eine von der Wirklichkeit abweichende Beanspruchung der Bodenplatte, besonders des Teiles c, der nur durch eine Einzelkraft am

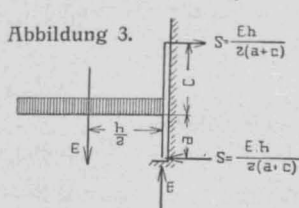


Abbildung 3.

Ende (siehe Abbildung 3) an die Unterlage festgenagelt ist — anstatt wie in Wirklichkeit durch die Erdlast gleichmäßig über die ganze Länge an den Boden angepreßt zu werden. Diese Beanspruchung durch eine Einzellast am Ende wirkt aber hinsichtlich der Ecksprengung ungünstiger, als es die Wirklichkeit zeigt, da die bereits am Eck wirksame, spezifisch - konstante Anpressung durch die Erdlast einer abhebenden und sprengenden Tendenz der Eisen entgegenarbeitet. Bei einer, den wirklichen Umständen mehr Rechnung tragenden, Versuchsanordnung dürfte sich daher die Tragfähigkeit noch mehr zugunsten der durchgehenden Eisenbewehrung verschieben.

Die Versuchsanordnung mit den sich einstellenden Auflagerkräften der Abbildung 3 liefert weiter auch nicht die vom Verfasser angestrebte Momentgleichheit der drei im Eck zusammenstoßenden Teile (Querschnitte α, β, γ in Abbildung 5 No. 18, 1914) die „das gleiche Moment aufzunehmen haben“. Eine solche Momentgleichheit besteht aber auch in Wirklichkeit nicht, vielmehr muß sich die Summe der drei Eck (Knoten)-Momente, mit Berücksichtigung ihres Drehungssinnes, als Gleichgewichtsausdruck des betreffenden Punktes stets zu Null aufheben: —

Vermischtes.

Neuere Betonprüfungen, ausgeführt im Material-Prüfungsamt Berlin-Lichterfelde, bespricht in Heft 8/9 Jahrg. 1914 der „Mitteilungen“ dieses Amtes H. Burchartz. Es handelt sich jedenfalls um den schon angekündigten Bericht über die für die Stadtgemeinde Berlin für den Bau der Nord-Süd-Schnellbahn durchgeführten Prüfungen. Die Versuche, die mit 5, in ihren Festigkeits-Eigenschaften stark von einander abweichenden Portland-Zementen und mit fein- bis mittelkörnigem Neißekies in 3 etwas von einander verschiedenen Sendungen in den Mischungen 1:3 bis 1:10 sowie 1:15 und 1:20 angestellt worden sind, verdienen, wenn sie auch keine vollständig neuen Aufschlüsse bieten, in ihren zahlenmäßigen Ergebnissen nach verschiedenen Richtungen Interesse, sodaß ein kurzer Auszug am Platze sein dürfte.

Die Druckfestigkeit wurde an 30 cm-Würfeln, die Zugfestigkeit an 1 m langen Prismen von 20 · 20 cm Querschnitt, die Biegefestigkeit an Balken von 20 · 20 cm Querschnitt, 1,7 m Länge und 1,5 m Stützweite bei der Belastung durch eine Einzellast in der Mitte bestimmt. Der Beton wurde nach Raumteilen in der Mischmaschine Bauart Hüser ge-

mischt und lagenweise in eiserne Formen eingestampft. Die Körper erhärteten 1 Tag in der Form, dann in Zimmerluft, wobei sie bis zu 7 Tagen Alter täglich angefeuchtet wurden. Der Wasserzusatz war, abgesehen von einigen Versuchen mit weichem Beton, so bemessen, daß sich erdfeuchter Beton ergab. Er nimmt daher von 7% für Mischung 1:3 mit zunehmender Magerung der Mischung auf 3,6% für 1:20 ab. Die Festigkeiten des Normenmörtels schwankten bei den 5 Zementen für die Zugfestigkeit bei Wasserlagerung nach 7 Tagen zwischen 19,1 und 27,9 kg/qcm, die Druckfestigkeiten zwischen 171 und 318 kg/qcm; für die Festigkeiten nach 28 Tagen und kombinierte Erhärtung waren die bezüglichen Zahlen 32,1 bis 41,8 und 276—473.

Den Festigkeitsprüfungen gingen Untersuchungen über Raumgewicht, Stampfverlust des Betons sowie Gehalt des Zementes und Kieses im frisch gestampften Beton voraus. Das Raumgewicht wird natürlich mit fortschreitenderem Magerungsgrad der Mischungen entspr. niedriger. Das Höchstgewicht von 1 cbm Beton 1:3 war 2341 kg, das niedrigste für 1:20 nur 1966 kg. Der Stampf-Verlust wächst naturgemäß mit dem Kiesgehalt der

Mischung, da er vorwiegend auf der Verdichtung der Hohlräume des Kiesel beruht, während die Schwankungen für die verschiedenen Zemente und Kiessorten im Allgemeinen nicht bedeutend waren. Die Stampfverluste für die Mischung 1:3 bewegten sich für die 5 Versuchsreihen zwischen 15,6 und 20,6 %, für 1:20 zwischen 25,2 und 27,2 %. Die Unterschiede des Stampfverlustes zwischen magerster und festester Mischung betrugen 6—10 %.

Für den Anteil von Zement und Kies in kg auf 1 cbm fertigen Beton berechneten sich im Mittel und abgerundet folgende Werte:

Mischung	1:3	1:4	1:5	1:6	1:7	1:8	1:9	1:10	1:15	1:20
Zementgehalt	500	390	320	270	230	200	180	160	110	80 kg
Kiesgehalt	1730	1800	1830	1850	1860	1870	1880	1890	1900	1910 kg

Diese Zahlen bestätigen die ja schon bekannte Tatsache, daß das Verhältnis der Mengen von Zement und Kies im fertig gestampften Beton ein ganz anderes ist, als es nach dem Zahlenverhältnis der Mischung nach Raumteilen erscheint. Der Zementgehalt nimmt prozentual viel rascher ab, als der Kiesgehalt zunimmt. Der stärkste Abfall des Zementgehaltes liegt zwischen Mischung 1:3 und 1:4, was später auch in den Festigkeits-Ergebnissen deutlich zum Ausdruck kommt. Entgegen unserer Mischungsregel nach Raumteilen ist es in Frankreich, Holland und der Schweiz üblich, den Zementgehalt in kg/cbm anzugeben. Nimmt man 1 cbm Kies allgemein mit 1400 kg an, so berechnet Burchartz nach den vorliegenden Versuchen folgenden Zementgehalt:

Mischung	1:3	1:4	1:5	1:6	1:7	1:8	1:9	1:10	1:15	1:20
Zementgehalt	400	300*	250	200	170	150	130	120	80	60 kg

Die Druckfestigkeits-Versuche ergaben natürlich für die verschiedenen Zemente für dieselbe Mischung ziemlich abweichende Ergebnisse, alle Reihen zeigen aber eine gesetzmäßige Abnahme der Festigkeit mit dem steigenden Kieszusatz. So schwankten die Festigkeiten der Mischung 1:3 bei 7 Tage Alter zwischen 170 und 386, bei 28 Tagen zwischen 211 und 430, für 1:20 zwischen 8 und 28 bzw. 15 und 46 kg/qcm. Nimmt man die Mittelwerte aus allen Zahlen und setzt die Festigkeit der Mischung 1:3 zu 100, so ergaben sich folgende Vergleichszahlen:

Mischung	1:3	1:4	1:5	1:6	1:7	1:8	1:9	1:10	1:15	1:20
nach 7 Tagen rd.	100	80	60	40	35	30	25	20	10	7
nach 28 „	100	80	65	50	40	35	25	20	15	10

Burchartz vertritt die Anschauung, daß diese Verhältniszahlen in der Praxis benutzt werden könnten, um aus der durch Versuche festgestellten Festigkeit eines bestimmten Mischungsverhältnisses die zu erwartende Festigkeit einer anderen Mischung derselben und in gleicher Weise verarbeiteten Betonstoffe angenähert zu berechnen.

Der Einfluß des Alters auf die Festigkeit kommt in den folgenden (abgerundeten) Verhältniszahlen zum Ausdruck, die gewonnen sind, indem die 7 Tage-Festigkeit zu 100 gesetzt wurde:

Mischung	1:3	1:4	1:5	1:6	1:7	1:8	1:9	1:10	1:15	1:20
28 Tagefestigkeit wenn 7 Tagefestigkeit = 100	100	120	125	130	135	140	145	150	155	165

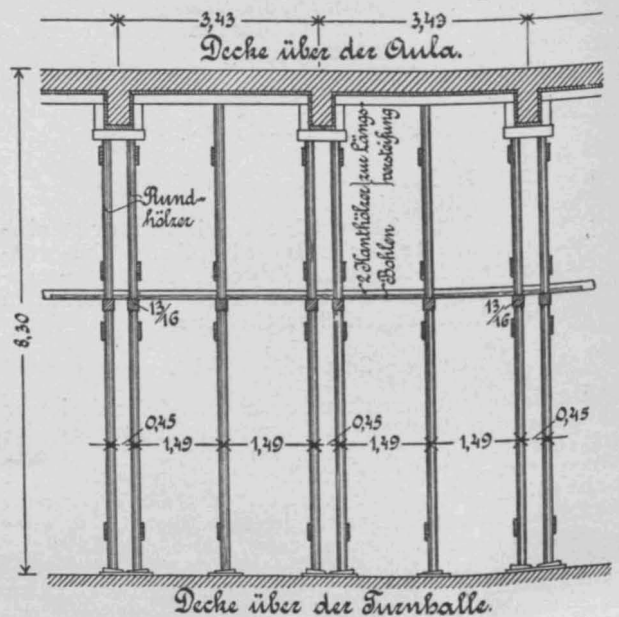
Sie bestätigen die bisherige Erfahrung, daß die mageren Mischungen im Verhältnis stärker nach erhärten. Nach Burchartz kann unter Zugrundelegung dieser Zahlen von der 7 Tage-Festigkeit eines Betons bekannter Mischung auf seine 28 Tage-Festigkeit geschlossen werden, eine Anschauung, die unseres Wissens von dem früheren Leiter des Amtes nicht geteilt worden ist.

Die durchgeführten Versuche für Zugfestigkeit, Biegefestigkeit und Vergleiche zwischen weichem und erdfeuchtem Beton sind nicht umfangreich genug, um daraus allgemeine Schlüsse zu ziehen. Auffällig war die Erscheinung, daß die Zugversuche bei den fetteren Mischungen niedrigere Werte für die 28 Tage-Festigkeit als für die 7 Tage-Festigkeit lieferten, was auf innere Spannungen bei der Erhärtung zurückgeführt wird. Der Abfall der Zugfestigkeit zeigte sich mit wachsendem Kieszusatz geringer als bei der Druckfestigkeit.

Was schließlich die Zuverlässigkeit der Versuche anbetrifft, so sind die mittleren Abweichungen und damit auch die Schwankungen in den Einzelwerten bei den Druckversuchen wesentlich geringer als bei den Biege- und Zugversuchen. Auch der Zuverlässigkeitsgrad ist höher. Das Mischungsverhältnis ist dabei ohne Einfluß. Auch wurde hinsichtlich der 7 Tage- und 28 Tage-Proben kein Unterschied gefunden, was sich unseres Wissens auch nicht mit früher vertretenen Anschauungen des Amtes deckt. Im Vergleich mit Druckversuchen an künstlichen und natürlichen Steinen wurde festgestellt, daß die mittleren Abweichungen der Einzelergebnisse vom Mittel bei den Betonproben erheblich geringer waren als den anderen Baustoffen.

* Die in den „Mitteilungen“ in der Tabelle angegebene Zahl 390 ist jedenfalls ein Druckfehler.

Unfallstatistik des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. 13. Einsturz eines Schalungsgerüsts. In einem Doppel-Schulgebäude (für Gymnasium und Gemeindeschule) waren im I. Stock nach vorn heraus die beiden Aulen nebeneinander angeordnet, darunter im Erdgeschoß die Turnhallen. Die Aula des Gymnasiums war 23,66 m lang und 13 m tief; die Decke bestand aus Eisenbetonplatten zwischen Eisenbetonrippen, von denen sechs als Unterzüge auf den Fensterpfeilern ruhend, mit 3,43 m Abstand v. M. z. M. angeordnet waren. Zunächst wurde die Decke über der Aula der Gemeindeschule betoniert, wenige Tage darauf die Auladecke des Gymnasiums. Als man mit dem Betonieren des letzten der sieben Deckenfelder beschäftigt war, gab eines der fertigen Felder nach, stürzte ein und riß noch weitere vier Felder nebst den dazwischen liegenden Unterzügen mit; nur ein Feld an der Querwand und der erste Unterzug blieben stehen. Von den gerade anwesenden zwölf Arbeitern konnten sich fünf retten, sieben stürzten mit hinab; davon wurden vier leicht und drei schwer — wenn auch nicht lebensgefährlich —



verletzt. Die Decke der unter der Aula liegenden Turnhalle wurde beschädigt, sodaß sie zum Teil erneuert werden mußte. Gleich am nächsten Morgen waren mehrere Sachverständige der kgl. Baupolizei anwesend, die jedoch beim Anblick des wüsten Trümmerhaufens die Unfallursache nicht mit Sicherheit feststellen konnten; nur das war klar, daß ein Nachgeben der Rüstung den Unfall veranlaßt hatte. Das Holzmaterial war nicht schlecht. Genau besichtigt werden konnte die noch vorhandene Rüstung in der daneben befindlichen Aula der Gemeindeschule; diese hat sich vollkommen gut bewährt und soll ebenso ausgeführt sein, wie die eingestürzte Rüstung. Die Abbildung zeigt einen Längsschnitt durch die Aula. Wegen der großen Geschoßhöhe von 8,30 m war die Rüstung zweigeschossig ausgeführt; die Teilung wurde durch wagrecht liegende Kanthölzer von 13 · 16 cm Querschnitt bewirkt. Die Steifen waren Rundhölzer; unter jedem Unterzuge standen zwei Reihen, unter den Deckenfeldern je eine Reihe von Steifen. Die Steifen ruhten unten auf Brettstücken und Holzkeilen. Der Längsverband war durch Bohlens und Kanthölzer hergestellt, die auf die ersten genannten Kanthölzer genagelt und zum Teil bis zu den Querwänden durchgeführt waren, um hierdurch ein seitliches Verschieben zu verhindern. Die beschriebene Art der Rüstung ist im Hochbau allgemein üblich. Vor dem Unfall hatte es mehrere Tage stark geregnet; vielleicht waren die Holzkeile unter den Stützen danach gequollen und hatten ein Einknicken der Stützen an der Stoßstelle herbeigeführt. Die etwas schwache Längsaussteifung mag dies begünstigt haben. Das Knicken der Stützenschar unter einem Deckenfelde und die dadurch bewirkte seitliche Verschiebung des Längsverbandes mußte die Zerstörung der übrigen Steifen nach sich ziehen. Die Sachverständigen gaben ihr Gutachten dahin ab, daß höhere Gewalt vorgelegen habe; deshalb ist keine Anklage erhoben worden. — L. M.

Inhalt: Die Eisenbetonarbeiten des neuen Verwaltungs-Gebäudes der Ortskrankenkasse zu Dresden. (Forts. statt Schluß.) — Die neue Wasserleitung der Stadt Los Angeles in Kalifornien. — Versuche über die Bewehrung von Winkelstützmauern. — Vermischtes. —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin.
Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselein in Berlin.
Buchdruckerei Gustav Schenck Nachflg. P. M. Weber in Berlin.



XII. JAHRGANG 1915.

№ 8.

Die Eisenbetonarbeiten des neuen Verwaltungs-Gebäudes der Ortskrankenkasse zu Dresden.

Entwurf und Ausführung der Firma Johann Odorico, Inhaber: Ing. R. Wortmann, in Dresden.

Mitgeteilt von Oberingenieur Dipl.-Ing. H. Marcus. (Schluß.)



emerkenswert selbst ist das Dach mit der mehrfach gekrümmten Dachhaut (den Angaben der Architekten entsprechend) und dementsprechend verlaufenden Bindern. (Vergl. Querschnitt, Abbild. 2 in No. 6, ferner Abbildungen 7 in No. 6 und 16 in No. 7). Auch dies beweist nochmals zur Genüge, wie

die Eisenbeton-Konstruktion sich jeder beliebigen Form leicht anschmiegt. Im letzteren Sinne sei noch auf den Turmaufbau an der Vorderfront hingewiesen (vergl. Querschnitt Abbildung 2 in Nr. 6, sowie Abbildung 11 in No. 7), welcher an und für sich kein großes Bauwerk ist, aber jedenfalls die Anpassungsfähigkeit der Eisenbeton-Konstruktion an alle Verhältnisse zeigt.

Die Dachbinder im Dachgeschoß selbst sind meistens Zweigelenk-Rahmen von einer Höhe von 7—10^m und einer Spannweite von 12—18^m für die Normalbinder (Abbild. 14 in No. 7 und Abb. 17 a.f.S.) und bis 23^m für die Gratbinder. Letztere sind durch die große Anzahl darauf sich stützender Halbbinder verhältnismäßig stark belastet. Auch einzelne von den Normalbindern sind durch angehängte Zwischendecken (vergl. Abbildung 18 a.f.S.) ebenfalls erheblich belastet. Der große Versammlungssaal im Dachgeschoß bietet einen sehr großen Dachraum und weist eine Höhe von 9^m auf. (Vergl.

Querschnitt und Abbildung 20.) An diese Binder ist ein Gewölbe aus Eisenbeton angehängt.

Die Ausführung der zu diesem Bau gehörigen sehr umfangreichen Erd-, Beton- und Eisenbeton-Arbeiten wurden von der Bauherrschaft, dem Vorstand der Allgemeinen Ortskrankenkasse zu Dresden, und von den bauleitenden Architekten, kgl. Bauräte Schilling & Gräbner, der Firma Johann Odorico, Inh. Ing. R. Wortmann, und zwar unter der Bedingung der Einhaltung einer sehr kurzen Ausführungszeit übertragen.

Folgende Angaben dürften in dieser Beziehung von Interesse sein: Die Vorbereitungs- bzw. Erd-Arbeiten wurden Oktober 1912 begonnen, die Grundsteinlegung erfolgte am 2. November 1912. Die Beton-

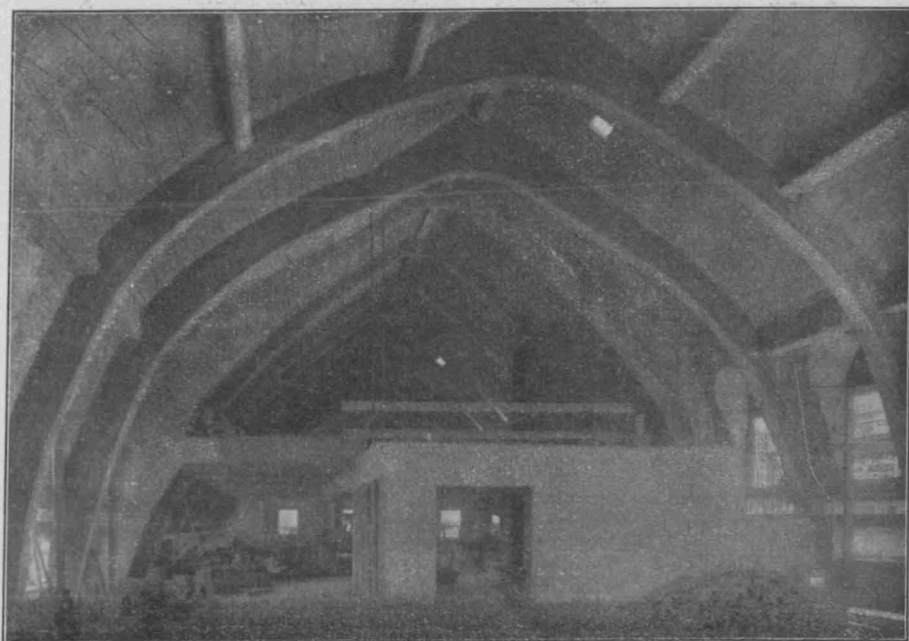


Abbildung 20. Innenansicht des Daches über dem Sitzungssaal.

und Eisenbeton-Arbeiten waren am 31. März 1913 beendet. Berücksichtigt man, daß in dieser Zeit 28 Regen- und Frosttage einbegriffen sind, so ergibt sich eine Bauzeit von nur 4½ Monaten. In dieser Zeit wurde Folgendes geleistet: An Aushub mit gesamter

Abfuhr rd. 14500 cbm, an Stampfbeton rd. 3000 cbm, an Eisenbetondecken und Dachkonstruktion samt allen erforderlichen Säulen, Bindern usw. rund 25 000 qm. Verwendet wurden hierbei u. a. Material: etwa 0,9 Mill. kg Rundeisen und 2 Mill. kg Portland-Zement.

Beschäftigt waren bei diesem Bau einschließlich des Aufsichtspersonales gegen 350 Mann.

Die kurze Ausführungszeit beweist zur Genüge, daß der Eisenbeton kein Hindernis, sondern im Gegenteil sehr förderlich für eine rasche Bauweise ist. Es gehören dazu vor allen Dingen eine gute ununterbrochen aufmerksame Disposition, gut geschultes Personal und gute maschinelle Anlagen.

Zum Ausheben und Wegfahren der großen Aushubmassen waren besondere Anordnungen erforderlich: Eine Anzahl Längsgleise für Kipploren waren durch Quergleise verbunden; die beladenen Loren wurden durch einen doppelten Bühnenaufzug 10 m hoch gezogen und unmittelbar auf die Ueberbrückung der Zufahrtsstraße gebracht, wo die Fuhrwerke zum Abfahren bereit standen. Der ganze Inhalt einer solchen Lore wurde durch die in der Ueberbrückung angebrachten Trichter in das betreffende Fuhrwerk hineingeschüttet und die leeren Loren über schräge Rampen wieder in die Baugrube hinein befördert. So ging die Arbeit ununterbrochen fort. Abbildung 9 in No. 6 gibt ein Bild über die umfangreichen Betonierungs- und Schalarbeiten für die Decke. Im Vordergrund sind die Vorbereitungs-Arbeiten für die untere Decke ersichtlich, im Hintergrund, wo die untere Decke bereits betoniert ist, wird die Schalung für die nächste Decke aufgestellt. Die Herstellung des Daches schließlich ist in Abbildung 7 in No. 6 und 16 in No. 7 zu ersehen. Ueber einige der fertig ausgeschalteten Eisenbeton-Konstruktionen geben die Abbildungen 8 in No. 6, 14 in No. 7 und die Abbild. 19 und 20 in dieser Nummer einen Ueberblick.

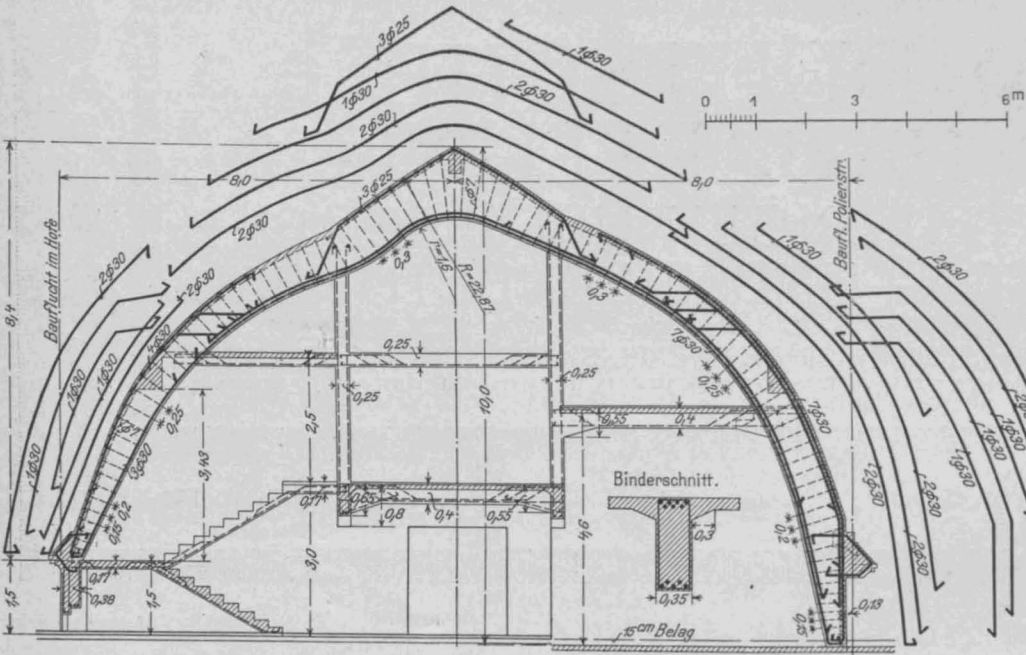


Abbildung 18 (oben).
Saalbinder mit angehängten
Decken.

Abbildung 17.
Dach-Normal-Binder.

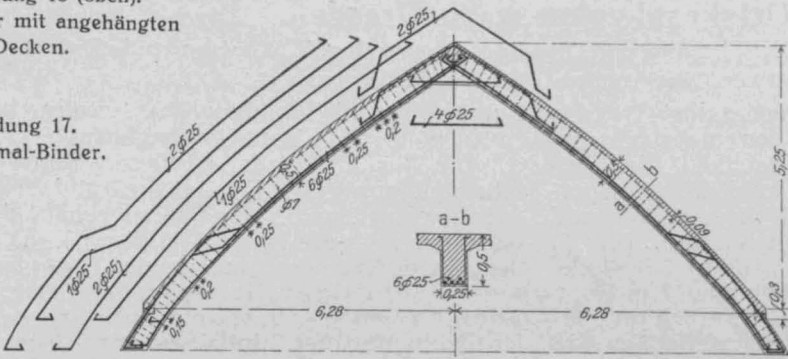


Abbildung 19. Innenansicht des Daches mit eingeknicktem Binder.

Bei der umfangreichen Anwendung des Betons zu den verschiedenen Bauarbeiten bei Ausführung der Wasserleitung und dementsprechend hohem Bedarf an Zement war die Frage der Beschaffung und Verbilligung desselben von Wichtigkeit. Bei der Ausführung der Arbeiten in zum Teil unerschlossenen Gegenden spielen die Transportkosten dabei eine große Rolle. Mit Rücksicht auf die Herabsetzung dieser Kosten und auch, um unabhängig von den bestehenden Zementfabriken zu sein, baute die Stadt eine eigene Portland-Zement-Fabrik für 1200 Faß tägliche Leistung bei dem Orte Monolith an der Southern-Pacific-Eisenbahn etwa in der Mitte der ganzen Leitungslinie. Nach Süden konnte für den Transport die genannte Bahn benutzt werden, nach Norden hat die Eisenbahn-Gesellschaft auf Grund eines Vertrages mit der Stadt Los Angeles längs der Leitungslinie eine neue Bahn von 225 km Länge erbaut.

Wie mehrfach in Kalifornien, wurden nun längs der Leitungslinie an verschiedenen Stellen Schichten vulkanischen Ursprungs angeschnitten, rhyolitische Tuffe, die nach eingehenden Versuchen mit Portland-Zement zusammen vermahlen — und zwar nach Raumteilen 50% Tuff auf 50% Portland-Zement — ein geeignetes hydraulisches Bindemittel abgeben für die Herstellung des Betons unter weitgehender Verbilligung, sodaß die Ersparnis an Zement allein auf 700 000 Dollar oder fast 3 Mill. M. geschätzt wird.*)

Solche Schichten in Bänken von gegen 30 m Stärke wurden in Monolith selbst, ferner in Haiwee und Fairmont, also in den wichtigsten Bauabschnitten angetroffen und ausgebeutet. An diesen 3 Orten wurden Mühlen gebaut, in denen zunächst mit Steinbrechern der Tuff zu Stücken von 35 mm Kantenlänge gebrochen und dann in Kugelmühlen vorgemahlen wurde, bis zu solcher Feinheit, daß das ganze Mahlgut das Sieb No. 20 (Maschenweite 0,85 mm) passiert. Dieses Material wurde darauf zu gleichen Teilen mit Portland-Zement in Rohrmühlen gemischt und so fein gemahlen, daß auf dem Sieb No. 200 (Lochweite 0,0074 mm) nur 10% Rückstand verblieben, während für Portland-Zement nach den amerikanischen Normen nur eine Feinheit verlangt wird, daß 75% dieses Sieb passieren können. Diese weit gehende Feinheit der Mahlung ist nach den Versuchen Bedingung für die Aufschließung der Kieselsäure im Tuff-Gestein. Die Leistung der Tuffmühlen war 1200—1600 Sack (zu 37,7 kg), bei guter Vortrocknung des Tuffs von 1800—2000 Sack täglich.

Das spezifische Gewicht des gemahlenden Tuffs ist nur etwa 2,2, sodaß sich das Mischungsverhältnis zum Portland-Zement in Gewichtsteilen wie 40:60% stellt. Der chemischen Zusammensetzung nach sind die Tuffe an den 3 Fundstellen nicht sehr verschieden. Der Tuff von Monolith zeigte an Hauptbestandteilen: Kieselsäure 69,48%, Tonerde 11,37%, Eisenoxyd 2,52%, Kalk 1,8%, Magnesia 2,95%, Schwefelsäure 0,43 usw. und Glühverlust 6,28%. Die Kieselsäure ist zum Teil aufschließbar, sodaß sie mit dem überschüssigen Kalk des Portland-Zementes eine chemische Verbindung eingehen kann. Der gemahlene Tuff wirkt also nicht nur mechanisch, Poren füllend, wie fein gemahlener Quarzsand, sondern entwickelt nach den angestellten Versuchen in dieser Verbindung auch selbst hydraulische Eigenschaften.

Es wurden vor Wahl des Mischungs-Verhältnisses von Tuff und Zement Versuche in größerem Umfange sowohl im Laboratorium, wie in praktischen Ausführungen angestellt, nach deren Ausfall man sich für eine Mischung 1:1 von Tuff:Zement entschied. Die Ersetzung eines Teiles des Zementes durch gemahlenden Tuff verzögert das Abbinden und die Erhärtung des Mörtels. Bei Mischungen 1:3 mit Normsand blieben die Proben des Misch-Zementes in der Zugfestigkeit anfangs zurück, holten sie aber später bei gleichmäßig fortschreitender Erhärtung wieder ein. Nach 28 Tagen zeigten die Proben durchweg eine größere Zugfestigkeit als die verlangte Normenfestigkeit von 14—21 kg/qcm (nach den Forderungen der American Society for Testing Materials). Nach einem Jahr wurden Festigkeiten bis 40 kg/qcm erreicht. Ueber Druckfestigkeits-Versuche werden nähere Angaben nicht gemacht. Es wird nur berichtet, daß für magere Betonmischungen 1:3:6, wie bei den in Amerika auch an anderen Stellen verwendeten Puzzolan-Zementen eine um 20% geringere Bruchfestigkeit als bei ausschließlicher Verwendung von Portland-Zement anzunehmen sei, daß dagegen in den fetteren Mischungen 1:2:4 die gleiche Festigkeit erreicht

werde. Die Brauchbarkeit des mit dem Tuff-Zement hergestellten Betons wurde im übrigen auch durch Belastungsproben an eisenbewehrten Platten nachgewiesen von der Art, wie sie zur Abdeckung des Leitungs-Kanales diene.

Es wurden ferner Probestrecken von Auskleidungen der offenen Kanalsstrecke ausgeführt, um sich über die Verarbeitungsfähigkeit des Betons zu vergewissern. Da der Tuff-Zement langsamer abbindet als der reine Portland-Zement, so war bei der Verwendung etwas größere Vorsicht geboten. Der Zement erwies sich auch gegen Wärme und Kälte empfindlicher, der Beton mußte also in dem sehr trockenen und heißen Klima (im Sommer Temperaturen bis 43°C) länger feucht gehalten werden, bei Kälte (Temperaturen bis 13°C) war der Beton, soweit überhaupt gearbeitet werden konnte, mit warmem Wasser zu mischen und die nicht mit Erde überschütteten Bauteile waren gut abzudecken. Es mußten ferner bei geformten Teilen die Formen länger belassen werden, als das bei reinem Portland-Zement-Beton nötig gewesen wäre.

Der Beton zeigt im übrigen gute Elastizität, geringe Neigung zum Schwinden und zur Rissebildung. Er erwies sich ferner als sehr dicht. Auf der Strecke kommen mehrere Leitungsstrecken vor, die aus ringbewehrten Eisenbeton-Röhren von 3 m Durchmesser bei 23 cm Wandstärke bestehen, die einen Wasserdruk bis zu 24 m auszuhalten haben und sich als undurchlässig und rissfrei erwiesen.

Der Beton bewährte sich ferner zur Auskleidung der offenen Kanalsstrecke und zeigte auch hier gute Dichtigkeit, geringe Rißbildung, sodaß die Versickerungs-Verluste erheblich unter dem erwarteten Maße blieben. Die 15 cm starke Bekleidung der Böschungen wurde in abwechselnden Streifen von 3,60 m Breite in Kiesbeton-Mischungen 1:5 bis 1:6 hergestellt und zwar ohne Einlegung von besonderen Ausdehnungsfugen. Die Verkleidung wurde ohne Anwendung von Formen auf der Böschung 1:1 verlegt und mit einem Putz 1:3 abgeglichen.

Auch zur Tunnel-Auskleidung ist dieser Beton in Stärken von 35 cm mit gutem Erfolg verwendet worden. In besonderen Druckstrecken wurde die Holzzimmerung vorher durch Rahmen aus T-Eisen ersetzt, die zur Verstärkung im Beton stecken blieben. Durch Verschleißung der Tunnelöffnungen mit schweren Vorhängen wurde ein zu rasches Austrocknen des frischen Betons durch Luftzug verhindert, außerdem auch hier für Befeuchtung Sorge getragen. Die geschlossenen Leitungen wurden möglichst bald mit Erde überdeckt und auch die Einsteiggeschächte geschlossen, da sonst von diesen ausgehend Rißbildungen in den Leitungen eintraten. So wurde den für Betonarbeiten nicht günstigen klimatischen Verhältnissen nach Möglichkeit und im Allgemeinen mit gutem Erfolge begegnet.

Während bei den vorbeschriebenen Arbeiten eine Verbilligung des Portland-Zementes durch Puzzolane erreicht worden ist, hat man an anderen Stellen in Amerika vielfach auch zur Verwendung von sogen. Sandzementen gegriffen, bei denen ein Teil des Zementes ersetzt ist durch fein gemahlenes Gestein — ein Verfahren, das bei uns namentlich auch von Prof. Dr. h. c. Rud. Dyckerhoff eingehender auf seine Brauchbarkeit geprüft worden ist. Es handelt sich in Amerika vor allem um die umfangreichen Ausführungen zu Bewässerungszwecken des U. S. Reclamation Service, bei denen große Massen von Portland-Zement, namentlich in den massigen Konstruktionen von Staudämmen zur Anwendung kommen, bei denen die Zementfestigkeit ohnehin nicht voll ausgenutzt, wohl aber möglichste Dichtigkeit erstrebt wird. Auch diese Zemente zeigen die Erscheinung des langsamen Abbindens, des Zurückbleibens der Festigkeit hinter den reinen Portland-Zementen im Anfang und des allmählichen Ausgleiches der Festigkeiten bei zunehmendem Alter. In allen Fällen wird der Portland-Zement, dessen Transportkosten eine ausschlaggebende Rolle bei den meist abseits liegenden Baustellen spielen, zu diesen hingeliefert und dort mit dem am Ort gewonnenen, gebrochenen und gemahlenden Stein- oder Sandmaterial gemischt.

Bedeutende Beispiele für Ausführungen dieser Art sind der Elephant Butte-Damm und der Arrowrock-Damm. Bei dem erstgenannten ist fein gemahlener Sandstein, bei dem zweiten Granit verwendet worden, die an Ort und Stelle gewonnen wurden. Die Mahlfeinheit des Gesteines und die weitere Vermahlung und Vermischung mit dem Portland-Zement entspricht den in Los Angeles angewendeten Bestimmungen. Nach den angestellten Versuchen zeigte der Mischzement Festigkeiten, die nicht hinter denen des ursprünglichen Portland-Zementes zurückbleiben, was ebenfalls einer Aufschließung der Kieselsäure in den Zuschlägen durch die feine Mahlung zugeschrieben wird. —

(Schluß folgt.)

*) Eingehend wird die Zementfrage in einer Veröffentlichung des bauleitenden Ing. J. B. Lippincott in den Mitteilungen der „American Society of Civil Engineers“ Jahrg. 1912 und 1913 behandelt.

Das Preßzement-Bauverfahren.

Von Ingenieur August Wolfsholz in Berlin.

In den letzten Jahren hat sich namentlich in Deutschland und Mitteleuropa dieses neue Bauverfahren in größerem Umfange eingeführt, dessen Einzelheiten weitere Kreise interessieren werden. Das Verfahren an sich ist schon vereinzelt vor 30 Jahren und mehr angewendet worden, größere Verbreitung und folgerichtige Ausbildung hat es indessen erst seit 20 Jahren erfahren, nachdem die früher zu Einpressungen von Zementmilch verwendeten, mangelhaften und oft versagenden Kolbenpumpen durch die vom Vater des Verfassers er-

gleichen Grundgedanken beruhen und Mörtelmengen von 1—10 cbm stündlich unter einem Luftdruck von 10 Atm. und darüber fortdrücken können. Eine solche Mörtel-Preßanlage mit maschinellm Antrieb ist in Abbildung 2 dargestellt; mit ihrer Hilfe ist es möglich, alle die verschiedenen nachstehend beschriebenen Arbeiten auszuführen.

Die Anwendungsmöglichkeit des Preßzement-Bauverfahrens ist eine sehr mannigfaltige, sie erstreckt sich namentlich auf die Wiederherstellung und Verstärkung schadhafter Bauwerke. Als Beispiel für eine derartige Ausbesserung sei die im Jahre 1906 ausgeführte

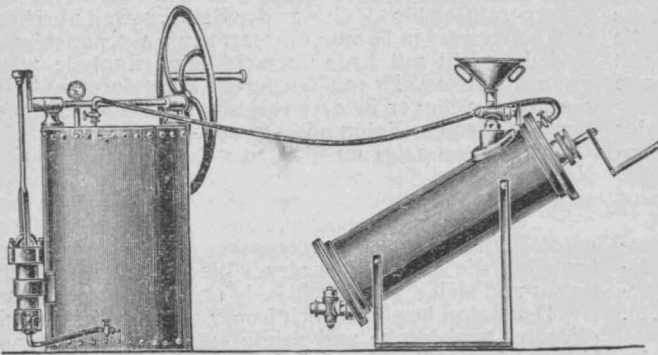


Abbildung 1. Zement-Spritzapparat, Patent Wolfsholz.

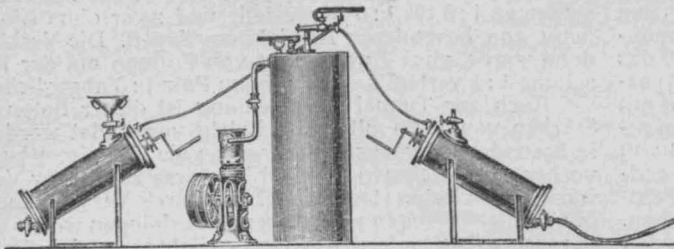


Abbildung 2. Mörtel-Preßanlage mit masch. Antrieb.

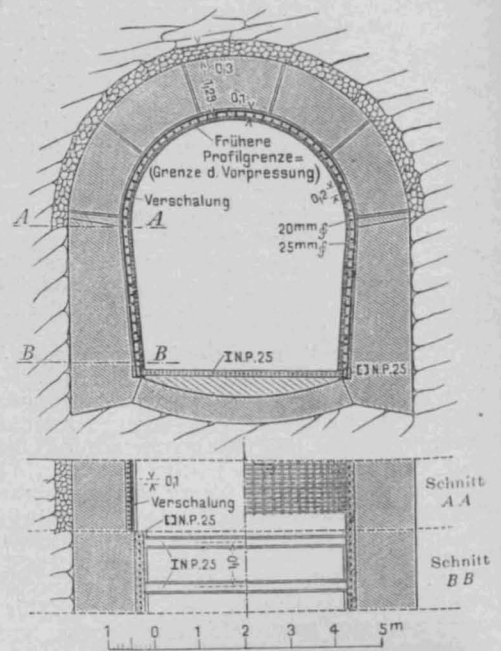


Abbildung 6. Verstärkung des Eisenbahntunnels bei Blankenheim (Eifel) durch vorgepreßte Eisenbetonschicht.

fundenen, vollkommeneren Zement-Spritz-Apparate ersetzt worden waren. Diese Apparate arbeiten mit Druckluft, sodaß der ätzende und fressende Zement mit sich bewegendenden Pumpenteilen, wie z. B. Kolben und Ventilen, überhaupt nicht in Berührung kommt.

Abbildung 1 zeigt einen derartigen Apparat in der heutigen, durch Patentgeschützten Ausführung. Ein Arbeiter erzeugt mittels der mit Schwungrad versehenen Luftpumpe im

Druckluftbehälter (links) einen Ueberdruck von 2—3 Atm.; während dieser Zeit wird flüssiger Zement-Mörtel oder auch Zementmilch durch den mit Sieb-Einsatz versehenen Einfülltrichter in den Preßkessel (rechts) eingefüllt. Nunmehr wird der Einfüllhahn geschlossen, der Drucklufthahn geöffnet, so daß die Druckluft aus dem Luftpumpe durch die Schlauchleitung nach dem Preßkessel übertritt und auf dessen Mörtelinhalt drückt, so daß nach Öffnen des Auswurfhahnes der Mörtel unter diesem Luftdruck austritt und sich durch den Auswurfschlauch an seinen Bestimmungsort, beispielsweise in eine in hohlem Mauerwerk angebrachte Bohrung ergießt. Später sind dann den wachsenden Anforderungen entsprechende große Preßanlagen hergestellt worden, welche auf dem

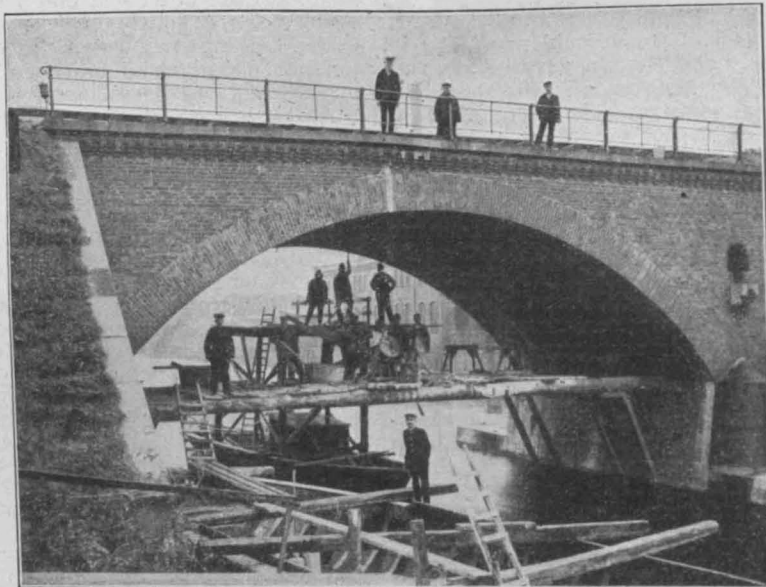


Abb. 5. Wiederherstellung einer gewölbten Eisenbahn-Brücke in Hamburg.

Wiederherstellung des Auflagerpfeilers der Eisenbahn - Drehbrücke über den Kaiser-Wilhelm-Kanal bei Rendsburg angeführt. Der gewaltige, in seiner Grundfläche etwa 45 qm messende Mauerpfeiler war durch den Anprall eines schwer beladenen Dampfers 3 m unter der Wasserlinie in zwei Stücke gespalten worden und das obere Pfeilerstück war um 30 cm seitwärts verschoben worden. Unter gewöhnlichen Umständen wäre nichts anderes übrig geblieben, als den ganzen Pfeiler mit einer dichten Spundwand zu umgeben und

dann die geschaffene Baugrube durch Einrichtung einer Wasserhaltung trocken zu legen, um dann das abgeschorene Pfeilerstück im Trockenen abzubringen und den Pfeiler auf dem unteren Pfeilerstumpf wieder neu aufzubauen. Diese Arbeit würde naturgemäß einen großen Aufwand an Zeit erfordern und den Verkehr im Kanal lange behindern, wenn nicht ganz unterbunden haben. Unter Vermeidung aller dieser Schädigungen ist nun das abgeschorene Pfeilerstück in kürzester Frist wieder auf den Pfeilerstumpf aufgekittet und auf das Innigste wieder mit ihm vereinigt worden, indem Taucher die klaffende 3 m unter Wasser liegende Rißfuge mit Segeltuch

und Seilen abdichteten, sodaß dann in die verbundene Wunde des Pfeilers flüssiger Zementmörtel in einer Menge von 15 cbm eingepreßt werden konnte, welcher die Bruchstelle vollständig ausfüllte und auch noch einen verstärkenden Wulst unter der Segeltuch-Bekleidung über die ganze Rißstelle des Pfeilers hin bildete. Die nach der Erhärtung des Mörtels vorgenommene Belastungsprobe der Eisenbahn-Drehbrücke ergab einen voll befriedigenden Zustand des wieder hergestellten Pfeilers, welcher bis zu dem jetzt erfolgten Ersatz der Drehbrücke durch eine feste Hochbrücke allen Anforderungen genügt hat. Nebenstehende Abbildung 3 zeigt die Ausführung der Einpreßarbeiten, welche nicht länger als einen Tag in Anspruch genommen haben. —

Von Zeit zu Zeit gehen Nachrichten über Einstürze von Eisenbahntunneln durch die Zeitungen, ohne daß weitere Kreise genauer darüber unterrichtet sind, auf welchen Ursachen diese Unglücksfälle beruhen und durch welche Maßnahmen sie verhindert oder doch wenigstens eingeschränkt werden könnten. Die beigelegte Abbildung 4 zeigt nun die Ausführung derartiger Sicherungs- und Dichtungsarbeiten, wie sie unter dem Namen „Tunnelrücken-Betonierung“*) bei einer ganzen Anzahl von Eisenbahntunneln zur Ausführung gekommen sind.

Zur näheren Erklärung sei bemerkt, daß der Neubau von Tunneln in der Weise erfolgt, daß zunächst der Ausbruch des Gebirges in einem namentlich über dem Gewölbe beträchtlich größeren Profil vorgenommen wird, als das äußere Gewölbeprofil des Tunnel-Mauerwerkes an Raum beansprucht. Hierdurch verbleibt ein Hohlraum zwischen Mauer-Gewölbe und anstehendem Gebirge, welcher zum Aufbringen der wasserdichten Abdeckschicht auf das Gewölbe notwendig ist und dann nach deren Aufbringung mit Steinen hinterpackt wird. Ist nun an einem Tunnel diese Isolierschicht nicht ordnungsmäßig verlegt oder sonst beschädigt worden, so erhält das Bergwasser Zutritt zum Tunnelmauerwerk, welches hierdurch in kurzer Zeit ausgewaschen und namentlich unter Beihilfe der von unten her eindringenden schwefelsäurehaltigen Lokomotivgase schneller Zerstörung ausgesetzt ist. Durch die nach dem Tunnel hin abfließenden Gebirgswässer wird auch das Gebirge selbst ausgespült, und es sind schon häufiger große Felsblöcke hierdurch aus dem Zusammenhang

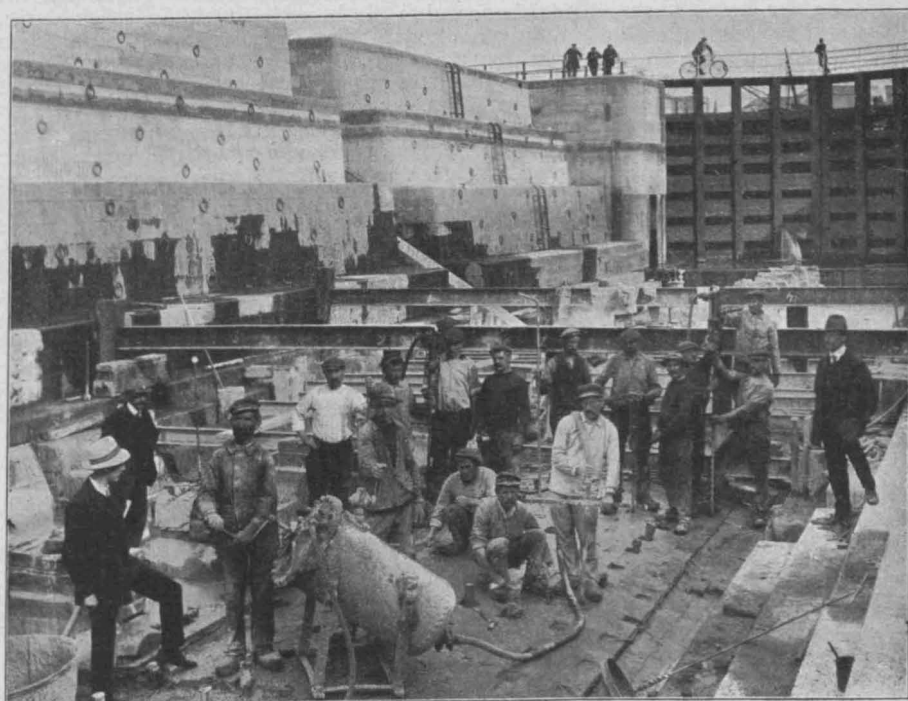
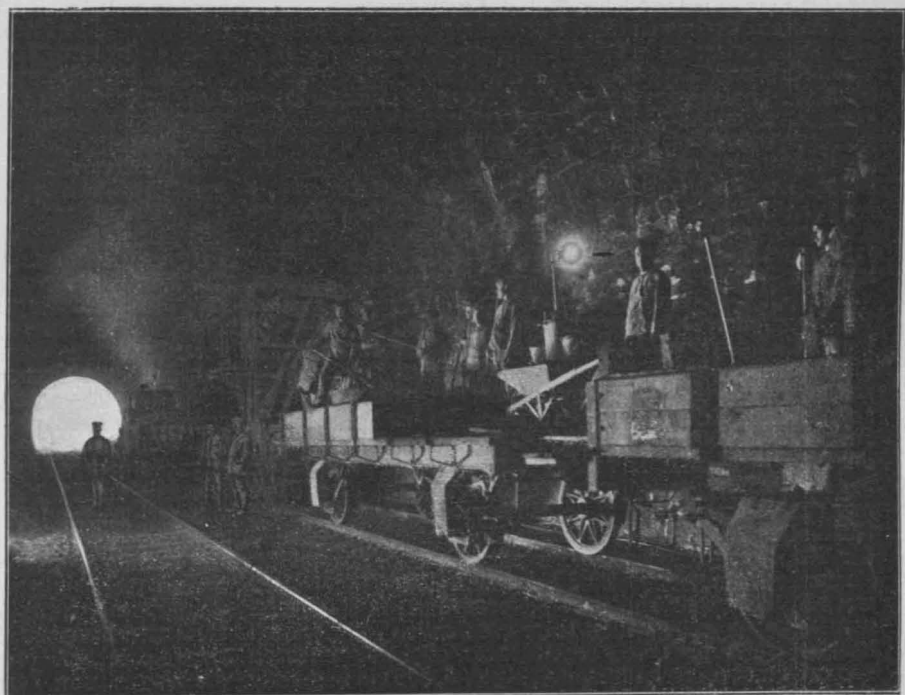
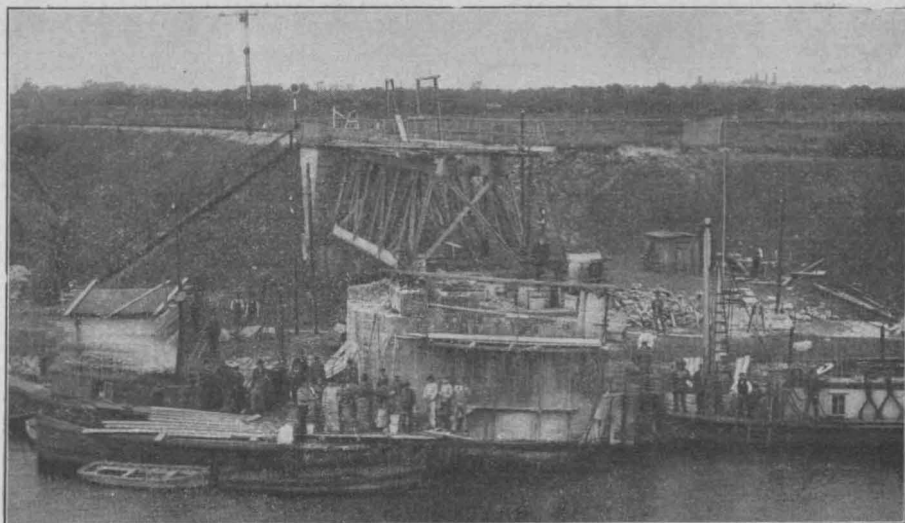
*) Vergl. hierzu auch Jahrg. 1910 der „Mitteilungen“ S. 67 und 71.

Abbildung 3 (oben). Wiederherstellungsarbeiten der Drehbrücke bei Rendsburg. (Kaiser-Wilhelm-Kanal.)

Abbildung 4 (Mitte). Ausführung einer Tunnelrücken-Betonierung.

Abbildung 7 (unten). Sicherungs-Arbeiten am Trockendock in Gent.

24. April 1915.



gelockert worden, welche dann aus dem Hangenden niederstürzten und, die Tunneldecke durchschlagend, großes Unheil anrichteten.

Um diesen Gefahren zu begegnen, werden die Flächen der inneren Tunnelleibung mit zahlreichen etwa 40 mm weiten Bohrlöchern besetzt, in welche dann zunächst nacheinander das Auswurfrohr einer Druckpumpe eingeführt wird, um nach einem besonderen patentierten Verfahren durch Druckwasser die erdigen Ablagerungen in der Hinterpackung und die Schlammdecke auf dem Tunnelrücken auszuspülen und zu entfernen. Alsdann wird mittels einer großen Mörtel-Pressanlage flüssiger Zementmörtel hinter das Gewölbe eingetrieben, wobei mit der untersten Reihe der Bohrlöcher zu beiden Seiten begonnen wird. Das Mörtelbett steigt nun von beiden Seiten des Gewölbes bis zu dessen Scheitel an, dringt meterweit in die ausgespülten Klüfte und Spalten des Gebirges, verschließt hier die Pässe und Gänge der Wasseradern, füllt sämtliche Hohlräume in der Hinterpackung aus und tritt außerdem von der Bergseite her in alle Höhlungen und leeren Fugen des ausgespülten Tunnelmauerwerkes, so daß das ganze Gebirge zementiert und hinter dem Mauer- gewölbe ein zweites tragendes, den eigentlichen Tunnel entlastendes Betongewölbe gebildet wird, welches mit dem gleichzeitig in allen Fugen wieder geschlossenen Tunnel- Gewölbe einen einheitlichen Betonkörper darstellt.

Dieses Verfahren der Tunnelrücken-Betonierung bezweckt also in erster Linie eine Sicherung und Verstärkung des ganzen Tunnelbauwerkes und in zweiter Linie eine Abdichtung des Tunnelgewölbes. Erstgenannter Zweck ist bei sachgemäß vorgenommenen Ausführungen stets erreicht worden, hingegen ließ die wasser- dichte Herstellung des Mauerwerkes noch zu wünschen übrig. Durch fortgesetzte Versuche ist es jetzt aber gelungen, einen allen Ansprüchen auch in Bezug auf Wasser- dichtigkeit genügenden Mörtel herzustellen, sodaß das Ver- fahren der Tunnelrücken-Betonierung nunmehr in einer allen Anforderungen genügenden Weise ausgeführt wird.

Handelt es sich nun aber um Bauwerke, wie z. B. Brückenpfeiler, Brückengewölbe, Wände von Türmen oder Hochbehältern und Gasometerbecken, die entweder nach beiden Seiten hin freistehen oder aber keine zur Betonierung geeignete Ueberlagerung auf der einen Seite besitzen, so muß das Verfahren der inneren Auspressung zur Anwendung gelangen, welches sich als eine Plombierung der Mauer- oder Betonmassen darstellt und in der Weise zur Ausführung gelangt, daß von der zugänglichen Seite aus das Mauerwerk mit Bohrlöchern in angemessenen Abständen besetzt wird, welche nicht bis zur Rückseite der Mauerung durchgetrieben werden, sondern tot im Mauerwerk verlaufen. Sind bei einem schadhafte Bau- werk Rißbildungen eingetreten, so werden allein die offe- nen Rißfugen mit solchen tot verlaufenden Bohrlöchern besetzt, wenn nicht die ganzen Mauer- oder Betonmassen so porös und mörtelaufnahmefähig sind, daß sie in ganzer Ausdehnung behandelt werden müssen.

Zwecks Ausspülung alter Mörtelreste und loser Ab- lagerungen wird nun Druckwasser in jedes dieser Bohr- löcher der Reihe nach eingetrieben, wobei die benach- barten Bohrungen und die Rißfugen offen bleiben, um den Ausspülungen offenen Austritt zu gestatten. Alsdann werden die offenen Fugen mittels Kalfaterung und die Bohrungen mittels Holzpfropfen verschlossen und es be- ginnen die Mörtelindruckungen von einem Bohrloch aus mit Hilfe von eingedichteten Absperrhähnen, welche ge- schlossen werden, sobald es sich zeigt, daß sämtliche Höhlungen und Adern des Mauerwerkes im Bereiche dieses Bohrloches mit Mörtel gefüllt sind. Nun wird das zweite und so immer weiter das nächste Bohrloch in An- griff genommen, bis der ganze Mörtel- oder Betonblock vollständig mit Mörtel neu gesättigt und in einen einheit- lichen Baukörper zusammengekittet worden ist. Es kommt auf die Größe der Risse und die Weite der Adern des Innen- gefüges an, ob reine Zementmilch oder dünnflüssiger Ze- mentmörtel mit Sandzusatz zur Einpressung verwendet werden muß. Abbildg. 5, S. 60, zeigt die im Jahre 1910 auf vorbeschriebene Art bewirkte Wiederherstellung der ge- wölbten Eisenbahnbrücken in Hamburg auf der Haupt- strecke Berlin—Hamburg.

Nun kann sehr häufig der Fall eintreten, daß nicht nur ein guter, einwandfreier Zustand des Bauwerkes an sich hergestellt werden soll, sondern daß darüber hinaus eine weitere Verstärkung des ganzen Bauwerkes ge- fordert wird, wie dies z. B. bei Eisenbahnbrücken durch Verwendung schwerer Lokomotiven und höher belasteter Züge erforderlich werden kann. In solchen Fällen wird außer der, wenn nötig, gleichzeitig erfolgenden inneren Auspressung ein besonderes Verfahren angewendet, wel- ches in der Aufpressung eisenbewehrter Preß-

betonschichten besteht. Die Arbeiten vollziehen sich in der Weise, daß zunächst Bohrlöcher, wie bei der inneren Auspressung, tot verlaufend im Mauerwerk hergestellt und dann die Mauerfugen der Ansichtsflächen tief aus- geräumt und letztere selbst mit Hilfe von Stahldrahtbürsten gründlich gesäubert werden. Ueber diese so vorbereiteten Arbeitsflächen wird dann in einem geeigneten Abstand ein dichtes Eisengeflecht aus Rundeisen-Stäben, Streck- metall oder starkem Drahtgewebe ausgespannt und mit kräftigen Ankern im Mauerwerk befestigt. In einem ge- wissen Abstand von diesen Eiseneinlagen wird dann vor der ganzen Mauerfläche her eine dichte Holzverschalung hergestellt, welche bei Gewölben auf Lehrbögen ruht, und an den Kanten rund herum mittels eingelegerter Holzrahmen abgedichtet, so daß eine nach allen Seiten hin geschlossene Gußform gebildet wird. In diese Gußform wird dann flüs- siger Zementmörtel, meist in Mischung 1 : 2, unter hohem Luftdruck eingetrieben, der die ganze Form schließend ausfüllt, von den Bohrlöchern aus in alle Höhlungen und Adern des Mauerwerkes eindringt, die Eiseneinlagen fest umschließt, und eine mit unzähligen Mörteladern und zahllosen Zementfäden auf den alten Bauwerksflächen ver- ankerte eisenbewehrte Preßbetonschicht bildet und diese untrennbar mit dem alten Bauwerk verbindet. Es leuchtet ein, daß in dieser Art behandelte Beton- oder Mauer- massen einheitlicher und stärker hergestellt werden können, als es in vielen Fällen durch Neuherstellung im gewöhn- lichen Wege möglich ist.

Die beigegebene Abbildg. 6, S. 60 zeigt zur Erläuterung den im Jahre 1912 in dieser Art wieder hergestellten und verstärkten Eisenbahntunnel bei Blankenheim (Eifel), der auf einer längeren Strecke durch Gebirgswandungen verdrückt worden war und nun in der Weise wieder her- gestellt worden ist, daß obige drei Arbeitsverfahren gleich- zeitig zur Anwendung gebracht wurden. Erstens wurden die Gebirgsschichten selbst mit tiefen Bohrlöchern vom Inneren des Tunnels aus angeschnitten, um eine weit- gehende Zementierung des in Unruhe geratenen Gebirges herbeizuführen; an zweiter Stelle wurde der Tunnel auf der Gefahrstrecke mit Rückenbetonierung versehen und drittens wurde das verdrückte Gewölbemauerwerk im Inneren des Tunnels etwa 20 cm tief weggebrochen und dann eine 20 cm starke, mit sehr starker Eisenbewehrung versehene Preßbetonschicht aufgestrichen.

Unter Umständen kann die Verwendung einer Holz- verschalung vermieden werden dadurch, daß vor den gereinigten Ansichtsflächen in einem gewissen Abstand ein dichtes Netz aus engmaschigem Rabetzdrahtgewebe ausgespannt wird, dessen eingeflochtene Rundeisenstäbe mit kräftigen Mauerhaken im Mauerwerk befestigt werden. Durch mehrmaliges Auftragen von Zementmörtel wird dann dieses straffgespannte Gewebe in eine starke, dichte Rabetzwand verwandelt, welche rundherum an den Kanten abgedichtet und erforderlichenfalls durch geeignete Ab- steifungen vor Zerreißen und Ausbauchungen ge- sichert wird. Die Mörtelindruckung erfolgt dann eben- falls von unten ansteigend in diese Gußform. Der Unter- schied gegenüber dem erstbeschriebenen Verfahren be- steht lediglich darin, daß die Holzverschalung später entfernt wird, während die eisenbewehrte Rabetzwand als untrennbarer Bestandteil an dem wiederhergestellten Bau- werk als weitere schützende Verstärkung verbleibt.

Im Laufe der letzten Jahre sind mit Hilfe der vor- beschriebenen Arbeitsweisen, welche naturgemäß den verschiedenen Anforderungen entsprechende Ausbildun- gen erhalten, eine ganze Reihe von Bauwerken der ver- schiedensten Art, welche verschiedenen Zwecken dienen, wiederhergestellt und vor drohendem völligen Verfall ge- rettet worden. So zeigt Abbildung 7, S. 61 die Sicherungs- Arbeiten an dem unterspülten Trockendock der Stadt Gent in Belgien, Abb. 8, S. 63 den im Jahre 1913 behan- delten über 800 Jahre alten Stadtturm der Stadt Zabern i. Els., Abbildung 9 die Neufestigung des alten Fundament- Mauerwerkes am ausgebauten Turm des altherwürdigen Münsters zu Straßburg i. Els. Ausgezeichnet bewährt hat sich das Einpreßverfahren in seinen verschiedenen Anwendungen auch bei Dichtung geborstener Hochbe- hälter, undicht gewordener Gasometerbecken, sowie als Schutz von Brunnen vor unerwünschten und gefährlichen von Rissen an einem geborstenen Gasometerbecken der Städtischen Gaswerke zu Halle a. d. Saale, während Ab- bildung 11 die sehr interessanten Dichtungsarbeiten an einer Tiefe bis zu 35 m unter Wasserspiegel ausgeführt wurden, darstellt.

In Bergwerksgebieten werden häufig ganze Orte und Straßen durch Bergwerksschäden heimgesucht, sodaß oft in einem Jahre in einzelnen hiervon betroffenen Gebieten

Rutschungen und Senkungen von 1 m Tiefe und darüber in beträchtlichem Umfang auftreten. Bei Neubauten sucht man diesen Uebelständen durch entsprechende Maßnahmen, z. B. Anordnung von eisenbewehrten durchgehenden Fundamentplatten und durch in jedem Stockwerk eingelegte eiserne Rahmen sowie weitverteilte Verankerungen zu begegnen. An bestehenden Gebäuden aber helfen bei geeigneten Fundamenten Besserungen und Verstärkungen an denselben mittels des Preßzement-Bauverfahrens, wie auch an den Gebäu-

Mauern und von durch aufsteigendes Grundwasser durchfeuchteten Gebäuden bleiben. Bei den sonst gebräuchlichen Trockenlegungs-Verfahren werden die Mauern knapp über dem Kellerfußboden mit Hilfe geeigneter Ma-



Abbildung 10. Abdichtung eines Gasometer-Beckens.

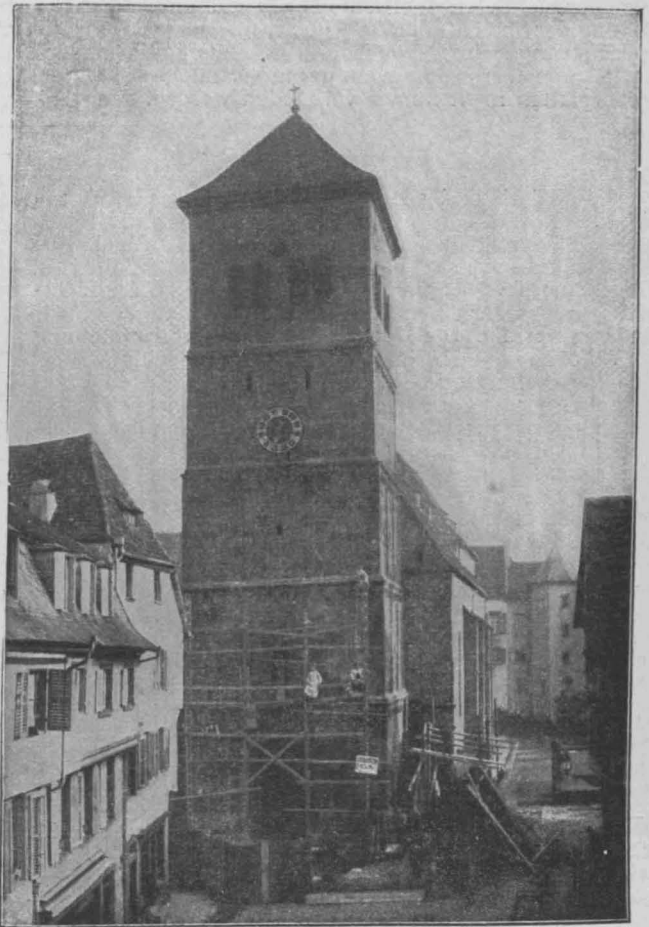


Abbildung 8. Sicherung am Stadtturm in Zabern i. Els.

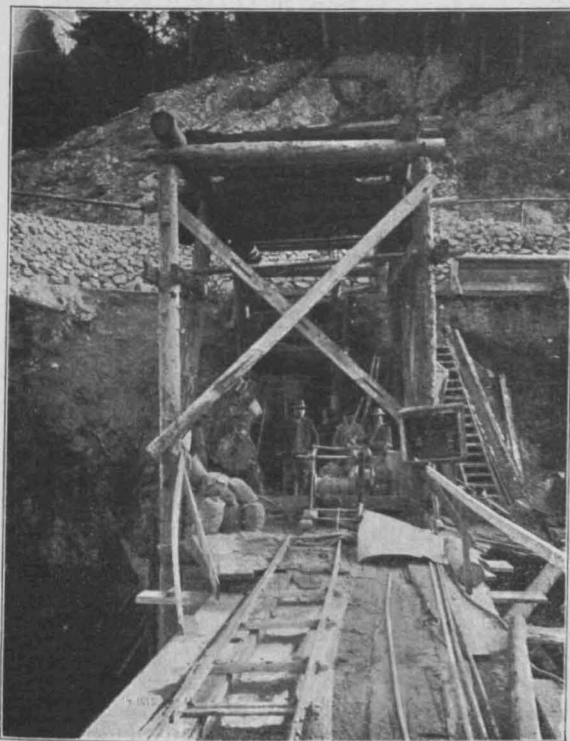


Abbildung 11. Dichtung der Saalach-Sperrmauer.

den aufgetretene Risse durch Mörtel-Einpressungen verschlossen werden. In ausgedehntem Maße gelangen die beschriebenen Verfahren zur Ausführung an durchlässigen und verdrückten Bergwerksschächten, sowie an Stollen und Aufbrüchen.

Nicht unerwähnt soll die Anwendung von Mörtel-Einpressungen zum Zwecke der Trockenlegung nasser

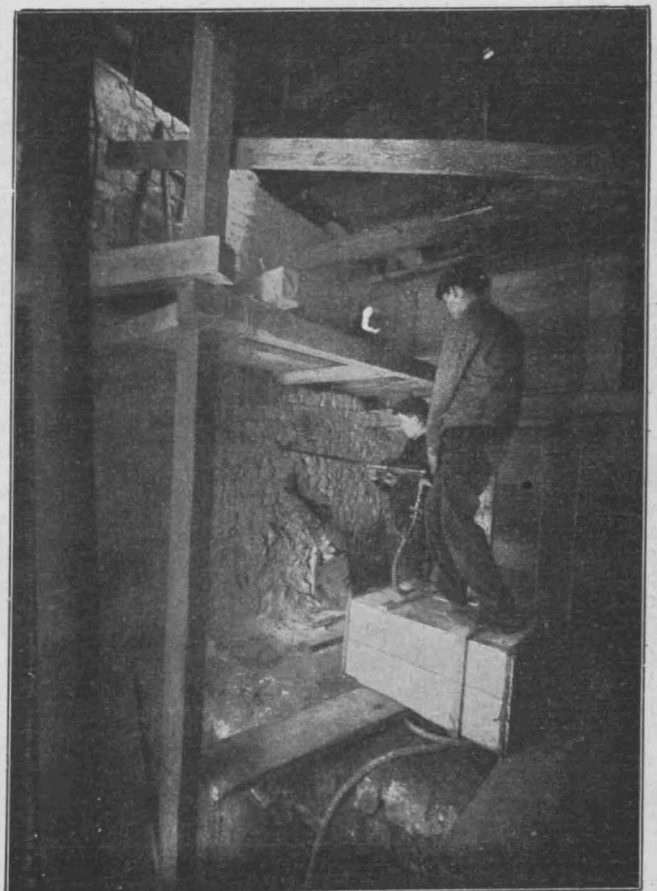


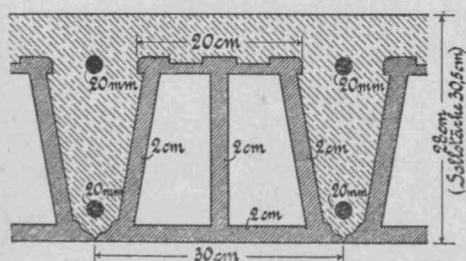
Abb. 9. Festigung der Turm-Fundamente am Straßburger Münster.

schinen durchsägt, dann werden die geschaffenen durchgehenden Spalten mittels eiserner Reile unterteilt, um das Einbringen abdichtender Isolierplatten in den Spalt zu ermöglichen und dann wird der Spalt mit Mörtel ausgestrichen oder ausgegossen. Naturgemäß können infolge der nicht überall gleichmäßigen und ungenügenden Füllung des Spaltes mit Mörtel nach Entfernung der Eisenkeile Setzungen des Gebäudes und Rißbildungen im Mauerwerk sowie Durchstoßungen der mühsam eingebrachten Isolierplatten nicht immer vermieden werden. Man be-

gegnet diesem Uebelstand mit voller Sicherheit dadurch, daß man auf einer frischen Mörtelabglättung die Bleisolierplatten aufbringt und dann die verbleibende Höhe des durchgehenden Sägespaltes anstatt durch ungleichmäßiges Verstreichen und ungenügendes Vergießen mittels Einpressens von Zementmörtel unter Druck, also nach dem Preßzement-Bauverfahren, vollständig ausfüllt und sichert, sodaß nach Erhärten des Preßmörtels keinerlei Senkungen und Brüche des Gebäudes mehr vorkommen können. — (Schluß folgt.)

Vermischtes.

Unfallstatistik des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. 14. Einsturz einer Steineisendecke. In einem größeren städtischen Gebäude war im 3. Stockwerk eine Decke—System Ackermann (siehe Abbildung)—eingebaut; sie überspannte einen Raum von 7,4 m Lichtweite, war an der einen Seite eingespannt und lag an der anderen frei auf. Die Decke blieb nach der Herstellung rd. 7 Wochen auf der Schalung; als diese beseitigt wurde, ließ man Notstützen stehen, die erst nach weiteren 3 Monaten entfernt worden sind. Diese langen Zeiträume wurden gewählt, weil die Decke starken Regenfällen ausgesetzt war, und man ihr aus diesem Grunde eine längere Zeit zum Abbinden lassen wollte, als sonst üblich ist.



Als die Notstützen schließlich entfernt wurden, war die Decke noch ganz feucht. Zwei Stunden darauf stürzte ein 5 m breiter Streifen der Decke ein; ein Arbeiter wurde schwer — wenn auch nicht lebensgefährlich — verletzt; die Decken des 2. und des 1. Stockwerkes wurden durchschlagen. An einem gleichartig ausgeführten Deckenteil wurde darauf eine Probelastung mit zweifacher Nutzlast vorgenommen; das Ergebnis war völlig zufriedenstellend. Der Sachverständige stellte fest, daß die Stärke der Decke nicht wie beabsichtigt 30,5 cm, sondern nur 28 cm betragen hatte; daher stimmten die Ergebnisse der einge-

reichten statischen Berechnung mit der Wirklichkeit nicht überein. Die Berechnung der Schub- und Haftspannungen war unterblieben, auch waren an der Einspannungsstelle die Hohlsteine nicht durch vollen Beton ersetzt.

Nach den amtlichen Bestimmungen — unter Beachtung der wirklich vorhandenen Deckenstärke — berechnet der Sachverständige bei beiderseitiger freier Auflagerung die Druckspannung des Betons σ_b zu 42,2 kg/qcm und die Beanspruchung des Eisens σ_e zu 835 kg/qcm; bei Vollast wird $\sigma_b = 91$ kg/qcm und $\sigma_e = 1800$ kg/qcm. Berücksichtigt man, daß die Decke, soweit sich feststellen ließ, einseitig eingespannt war, so findet sich für Eigengewicht $\sigma_b = 98$ kg/qcm und $\sigma_e = 1870$ kg/qcm; für Vollast $\sigma_b = 211,7$ kg/qcm und $\sigma_e = 4040$ kg/qcm. Danach hätte diese Decke niemals zugelassen werden dürfen. Bei der Ausschalung stand über der eingestürzten Decke ein Holzgerüst (Hängewerk), das zur Aufbringung der oberen Balkenlage diente. Ob dies Gerüst auf der Eisenbetondecke ruht oder sich selbst frei getragen hat, darüber gehen die Aussagen auseinander. Das Gerüst wog etwa 500 kg/qm und kam somit der Nutzlast gleich; hat es auf der Decke gelastet, so dürfte der Einsturz erklärlich sein, hatte die Decke aber nur ihr Eigengewicht zu tragen, so hätte sie rechnermäßig sich halten müssen. Die Ausführung der Decke — abgesehen von der zu geringen Höhe — scheint einwandfrei gewesen zu sein, der Kies war gut, die Mischung 1:4. Der Zement enthielt laut Angabe des vereidigten Chemikers unzulässige Kohlensäure- und Schwefelverbindungen. Der Beton der eingestürzten Teile ließ sich zwischen den Fingern zerreiben; er hatte sich von den Eisenstäben gänzlich und von den Deckensteinen zum großen Teil glatt abgelöst. Die Berechnung und die Ausführung der Decken hatte der Bauherr der ausführenden Firma ganz überlassen. Angeschuldigt wurde der Bauherr der Firma, der allerdings nur die Ausführung zu überwachen, mit Aufstellung der statischen Berechnung aber nichts zu tun gehabt hatte. Er steht zurzeit im Felde; das gerichtliche Verfahren hat daher unterbrochen werden müssen. — L.-M.

Deutscher Beton-Verein (E. V.).

Tagesordnung für die 18. Hauptversammlung

am 1. Mai 1915, vorm. 9 $\frac{1}{2}$ Uhr, im Hotel „Der Kaiserhof“ zu Berlin.

1. Jahresbericht des Vorstandes. 2. Rechnungslegung durch den Schatzmeister: Bericht der Rechnungsprüfer; Entlastung des Vorstandes. 3. Neuwahl von 4 Vorstandsmitgliedern nach § 6 der Satzung; (es scheiden aus die Hrn.: Hüser, Koenen, Langelott, Meyer). 4. Wahl von 3 Rechnungsprüfern (derzeit die Hrn.: Hugo Hüser, Schwenzow, Spithaler). 5. Vorlage des Voranschlages für 1915. 6. Antrag des Vorstandes auf Aenderung der Satzungen: § 6 erhält folgende Fassung:

„Die Geschäfte des Vereins werden durch einen Vorstand geleitet. Der Vorstand besteht aus 12 Mitgliedern: dem Vorsitzenden, einem 1. Stellvertreter, einem 2. Stellvertreter, einem Schriftführer, einem Kassenwart, einem Bücherwart und 6 Beisitzern; ihm gehören außerdem die von der Hauptversammlung gewählten Ehrenvorstandsmitglieder an. Diese Ämter verteilt der gewählte Vorstand unter sich. Auch ist der Vorstand berechtigt, sich durch weitere Vereinsmitglieder für die Dauer des laufenden Geschäftsjahres zu verstärken. Der Vorsitzende des Vorstandes und der 1. Stellvertreter, in Behinderungsfällen eines von beiden, auch der 2. Stellvertreter, haben den Verein gerichtlich und außergerichtlich zu vertreten. Sie bilden den Vorstand im Sinn des § 26 des Bürgerlichen Gesetzbuches. Schriftstücke und Bekanntmachungen, die den Verein nicht verpflichten sollen, können von dem Vorsitzenden oder einem seiner Stellvertreter unter dem Namen des Vereins allein unterzeichnet werden.“

7. Bericht des Wirtschaftlichen Ausschusses. 8. Bericht über die Große Ausstellung Düsseldorf 1915. 9. Bericht über die Arbeiten des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. 10. Bericht über die Versuche mit Kontrollbalken. 11. Mitteilungen über bemerkenswerte Bauausführungen und neue Eisenbeton-Erzeugnisse. 12. Allgemeine Aussprache über Wünsche und Anfragen aus dem Kreis der Mitglieder. 13. Erledigung der im Fragekasten vorgefundenen Fragen.

Oberkassel (Siegbkreis), den 14. April 1915.

Der Vorstand des Deutschen Beton-Vereins (E. V.). Alfred Hüser, Vorsitzender.

Inhalt: Die Eisenbetonarbeiten des neuen Verwaltungs-Gebäudes der Ortskrankenkasse zu Dresden. (Schluß.) — Die neue Wasserleitung der Stadt Los Angeles in Kalifornien. (Fortsetzung.) — Das Preßzement-Bauverfahren. — Vermischtes. — Deutscher Beton-Verein (E. V.). —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin. Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselen in Berlin. Buchdruckerei Gustav Schenck Nachflg. P. M. Weber in Berlin.

DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

XII. JAHRGANG 1915.

NO 9.

Die neue Wasserleitung der Stadt Los Angeles in Kalifornien.

(Schluß.) Hierzu die Abbildungen Seite 68 und 69.

Von den für die Regelung des Wasserabflusses erforderlichen Staubecken sind die beiden am Schluß des Aufsatzes in No. 7 erwähnten Becken im Oberlauf des Owens-Flusses der Zukunft vorbehalten. Ueber ihre Ausbildung steht daher auch noch nichts Näheres fest. Das obere, größte Becken im Long Valley erforderte nach den vorläufigen Plänen einen Staudamm von rd. 49 m Höhe.

Das auf + 1146 m über dem Meer liegende Haiwee-Becken von rd. 79 Mill. cbm Fassungskraft, das, wie schon bemerkt, als Haupt-Ausgleichsbecken für die ganze Anlage dient und am südlichsten Ende des Owens-Tales liegt, macht nach den örtlichen Verhältnissen die Herstellung von zwei Abschlusdämmen erforderlich. Beide sind als Erddämme in der in Amerika beliebten Weise hergestellt. Der nördliche hat nur 9,75 m Höhe und ist wasserseitig unter 1:3, luftseitig unter 1:2,5 gebösch. Die Wasserseite ist mit einer 20 cm starken Betonschicht belegt, die in Abschnitten von 2,5 · 3 m hergestellt wurde. Zwischen die Abschnitte sind Asphalt-Ausdehnungsfugen eingelegt. Der Damm wurde an den Außenseiten durch Schüttung, im Inneren durch Spülung hergestellt. Der südliche Abschlusdamm hat eine Höhe von 27,75 m und 6,10 m Kronenbreite. Der Erddamm erhielt hier einen Tonkern, der 36,5 m tief bis auf den Fels hinabgeführt werden mußte. Die wasserseitige Böschung 1:2,5 ist hier mit Granit gepflastert. Den Auslaß des Beckens bildet ein kreisförmiger Tunnel von 3 m Durchmesser, der unter einem Hochdruck von 23 m steht.

Die Konstruktion des 35 m hohen Dammes des Fairmont-Beckens, das den Wasserabfluß für die Strecke regelt, in welcher die Haupt-Kraftausnutzung möglich wird, ist ebenfalls ein Erddamm, durch Spülung im Inneren hergestellt. Dasselbe gilt von dem 18,5 m hohen Damm des Dry Cañon-Beckens unterhalb der Kraftstrecke, das die Wasserführung der Leitung wieder auf das für Wasserversorgungszwecke nötige Maß regelt. Am Auslaß des Beckens ist ein Betonturm errichtet, der den selbsttätigen Verschuß enthält. Der Damm des Fernando-Beckens, das den Abschluß der Wasserzuleitung und den Ausgangspunkt für die Hauptverteiler bildet, besitzt 42,75 m Höhe und ist ebenfalls ein durch Spülung hergestellter Erddamm mit Böschung 1:2,5.

Die Ableitung des Wassers aus dem Owens-Fluß erforderte die Anlage eines Wehres von etwa 100 m Länge, bestehend aus einem Betonkörper zwischen Spundwänden, mit je 3 Durchlässen an den Enden mit beweglichen Verschlüssen. Oberhalb des Wehres, das den Wasserspiegel auf + 1160 m hält, zweigt dieser Wasserleitungskanal ab. Ein einfaches Beton-Bauwerk von vier Oeffnungen mit Schützverschlüssen regelt den Einlauf.

Das meiste Interesse bietet die Ausbildung der Leitung selbst. Die ersten 38 km bis zu den Alabama Hills sind, um noch den Grundwasserzufluß aus dem Talboden aufzunehmen, als offener Erdkanal ohne Auskleidung hergestellt nach Maßgabe der Abb. 1a, S. 66. Das Gefälle ist rd. 1:5300, die Geschwindigkeit 0,72 m/Sek., der wasserführende Querschnitt 31,5 qm, die Wasserführung demnach 22,7 cbm/Sek. Zunächst wurde beiderseits des Profils soviel Boden ausgeschachtet, um die einfassenden Erddämme herzustellen, im Uebrigen wurde der Boden vorwiegend durch 2 schwimmende Saugbagger nach Art der Abb. 2, S. 69, ausgebaggert und hinter die Dämme gespült. Ein Teil der Arbeit wurde auch durch 1 Eimerbagger besorgt. Beide Baggerarten besaßen elektrischen Antrieb.

Die weitere Strecke bis zum Haiwee-Becken in 59,7 km Länge ist als mit Beton ausgekleideter Graben nach Abbildung 1b hergestellt. Die Breite ist eingeschränkt, die Tiefe aber auf über 3 m gesteigert, die Geschwindigkeit auf 1,33 m/Sek., die Wasserführung mit Rücksicht auf die seitlichen Zuflüsse auf 25,7 cbm/Sek. Der Cottonwood



Abbildung 3. Dampfschaufel bei der Ausschachtung.

Die Ausschachtung, die durch große Steine, zusammengebackenen Kies und stellenweise auch gewachsenen Fels, der gesprengt werden mußte, erschwert wurde, er-

Die Ausschachtung, die durch große Steine, zusammengebackenen Kies und stellenweise auch gewachsenen Fels, der gesprengt werden mußte, erschwert wurde, er-

Der Grabenquerschnitt wurde hier mit Dampfschaufeln

Der Grabenquerschnitt wurde hier mit Dampfschaufeln

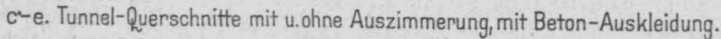
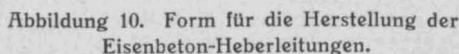


Abbildung 1a—i. Verschiedene Querschnittsformen der Leitung und ihre Auskleidung.

Auf der übrigen Strecke der Leitung wechseln überdeckte Kanäle mit Tunnel-Querschnitten mit kreisrunden Heberleitungen bei Ueberschreitung der Täler mit einander ab. Ueberdeckte Kanäle schwach trapezförmigen Querschnittes sind rd. 157 km ausgeführt. Die Abbildgn. 1 g-i zeigen einige Querschnitte. Abb. 1 g ist eine einfache Beton-Auskleidung platte in Fels oder festem Boden. 15 cm starken Abdeckplatten ist das über die Querstäbe gespannt ist. 6,15 qm, die Geschwindigkeit 1,95 m, 12,25 cbm/sek. Die Auskleidung auf 1 m. Abbildung 1 i zeigt einen harten Boden am Berghang. Querkraft und Wasserführung sind hier

Auf der übrigen Strecke der Leitung wechseln überdeckte Kanäle mit Tunnel-Querschnitten mit kreisrunden Heberleitungen bei Ueberschreitung der Täler mit einander ab. Ueberdeckte Kanäle schwach trapezförmigen Querschnittes sind rd. 157 km ausgeführt. Die Abbildgn. 1 g-i zeigen einige Querschnitte. Abb. 1 g ist eine einfache Beton-Auskleidung platte in Fels oder festem Boden. 15 cm starken Abdeckplatten ist das über die Querstäbe gespannt ist. 6,15 qm, die Geschwindigkeit 1,95 m, 12,25 cbm/sek. Die Auskleidung auf 1 m. Abbildung 1 i zeigt einen harten Boden am Berghang. Querkraft und Wasserführung sind hier

*) Eingehende Angaben über die Kosten der einzelnen Arbeiten beim Bau der Leitung finden sich in „Engineering Record“ Nov. 1913, S. 482 ff.



Die Abbildungen 1c—e zeigen einige Querschnitte der Tunnelstrecken von insgesamt rd. 83 km Länge, einschl. der zu Kraftzwecken erforderlichen. Im Ganzen zeigt die Strecke 164 Einzeltunnels, davon als längsten den Elisabeth-Tunnel, der vom Fairmont-Becken zum Francisquito-Tal führt. Seine Länge beträgt 8,3 km. Die Tunnel wurden meist von beiden Enden, z. T. sogar von mehreren Stellen aus in Angriff genommen. Die Bohrung erfolgte mit Luftdruck-Bohrern (Ingersoll-Bohrmaschinen), die Abfuhr der gelösten Materialien mittels elektrischer Lokomotiven. Den Tunnelmannschaften wurden für Ueberschreitung der

festgesetzten Leistungen Prämien bewilligt, was zur Beschleunigung der Arbeit wesentlich beitrug. Die Höchstleistung im Vortrieb betrug im Elisabeth-Tunnel 184 m in 30 Tagen, sodaß sich ein Tagesdurchschnitt für diese Zeit von 6,1 m ergibt. Damit sind die bisherigen Höchstleistungen im amerikanischen Tunnelbau überschritten worden. Der größte Fortschritt wurde in einem nur 3,2 km langen Tunnel des Jawbone-Abschnittes mit einem Monatsfortschritt von 323 m, allerdings in weichem Fels erzielt. Abbildung 1c zeigt einen Tunnelquerschnitt, bei dem eine Sicherung der Tunneldecke nicht erforderlich war; Abbildung 1d einen Tunnel mit vollständiger Beton-Auskleidung, links ohne Auszimmerung, rechts mit solcher. Abbildung 1e schließlich gibt einen unter Druck stehenden Tunnel mit voller Beton-Auskleidung wieder. Abbildung 8, S. 68, zeigt einen Blick in eine Tunnelstrecke mit Auszimmerung vom Bau des Elisabeth-Tunnels.

Abbildung 1f schließlich gibt den Normalquerschnitt der Heberleitungen wieder, soweit diese in Eisenbeton ausgeführt worden sind, d. h. bis zu einer Wassersäulenhöhe von 24,5 m. Diese Leitungen haben kreisrunden Querschnitt von 3,05 m Durchmesser und eine Wandstärke von 23 cm. Die Sohle ist auf 30 cm verdickt und in 2,75 m Breite abgeflacht. Die Bewehrung besteht aus 17 Längsstäben von 19 mm Stärke in rd. 60 cm Abstand v. M. z. M. Die Stäbe gehen in etwa 11 m Länge durch und übergreifen sich an den Stößen um etwa 1 m. Die Ringbewehrung ist in 10 cm Abstand angeordnet und besitzt von 4,5 m Wasserdruck bis 21 m Wasserdruck eine in 4 Stufen von 10 mm auf 19 mm zunehmende Stärke. Der Querschnitt erfordert eine Betonmenge von 3,13 cbm auf 1 m.

Abbildung 9 zeigt ein Bild der Ausföhrung des Eisenbetonteiles der bedeutendsten Heberleitung der Wasserleitung, die das Antelope Valley** übererschreitet. Sie besitzt eine Gesamtlänge von 6,61 km und steht an der tiefsten Stelle unter einem Wasserdruck von rd. 61 m. Das Nordende mit 838 m und das Südende mit 1,05 km ist in Eisenbeton ausgeführt, das Mittelstück als aus Stahlblechen zusammengenietete Röhre, die in flachem Graben verlegt und bis zu $\frac{1}{3}$ ihres Umfanges verfüllt ist. Nord- und Südende besitzen einen Höhenunterschied von rd. 9 m. Der Beton ist beiderseits bis zu einer Tiefe geführt, wo der Druck der Wassersäule 24,5 m erreicht.

Die Stahlröhre ist je nach den Druckverhältnissen aus Blechen von 6—10 mm Stärke zusammengenietet, und zwar zeigen die in 1,83 m Entfernung angeordneten Quer-

stöße nur einfache, die Längsnähte 2- und 3fache Nietung, die durchweg mit Luftdruck-Niethämmern ausgeführt wurde. Die Leitungen sind innen und außen mit Kohlen-teer gestrichen. Die Verlegung der Röhren erfolgte vom tiefsten Punkte der Leitung aus. Ausdehnungsfugen sind in der langen Eisenleitung nicht vorgesehen. Ihre Enden greifen 1,50 m in die anschließenden Eisenbeton-Leitungen hinein. Sie wurde zunächst in ganzer Länge mit Wasser gefüllt, um stärkere Ausdehnungen hintanzuhalten, und dann wurden bei kühlem Wetter die Kopfenden, die mit aufgenieteten Winkeln versteift waren, in einem mit Eisen bewehrten Betonklotz verankert, der 8 m Länge und 4,5 m Breite besaß, 3 m unter die Rohrsohle hinabreichte und dieses in 45 cm Stärke noch umhüllte.

Die Eisenbeton-Röhren wurden in einem ziemlich naß eingebrachten Beton 1:2:4 hergestellt und innen 12 mm stark mit Mörtel 1:2 verputzt. Die Ausbildung der Form zeigt Abbildung 10. Die auf Betonbelag gelagerte Innenform ist in den in 1,2 m Abstand angeordneten Rippen aus 6 Segmenten zusammengesetzt, die Außenform aus 2 Teilen, die abgesteift sind gegen die Grabenwandung. Ueber die Rippen ist eine Blech-Schalung gestreckt. Verwendet wurde eine Formlänge von 45 m, die immer wieder versetzt wurde. Die tägliche Leistung in der Herstellung

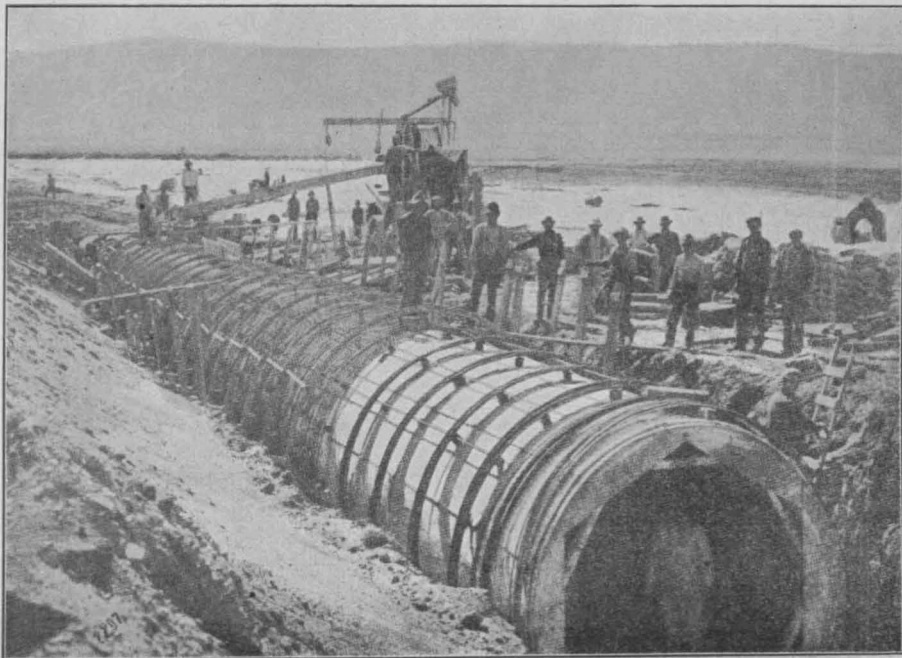


Abbildung 9. Ausföhrung einer Eisenbeton-Heberleitung bei einer Talüberschreitung.

des Eisenbetonrohres betrug durchschnittlich 15 m. Nach 3—4 Tagen wurde die Form herausgenommen, die Leitung wieder verfüllt.

Schließlich sei noch bemerkt, daß die Druckrohre des Hauptkraftwerkes als mit Eisenbeton-Mantel umhüllte genietete Stahlrohre ausgeführt worden sind. —

** Vergl. „Engineering Record“ Juli 1913, S. 60, dem wir auch die Abbildungen 9 und 10 entnehmen.

Von der 18. Hauptversammlung des „Deutschen Beton-Vereins“.

Am 1. d. M. wurde unter dem Vorsitz des Hrn. Alfr. Hüser die 18. Hauptversammlung des Vereins in Berlin abgehalten, die sich mit Rücksicht auf die Kriegslage als eine abschließliche Geschäftssitzung ohne Vorträge kennzeichnete, an der jedoch auch die beratenden Vereinsmitglieder, vor allem die Vertreter der Material-Prüfungsämter in größerer Zahl teilnahmen.

Nach Begrüßungsworten des Vorsitzenden, die auf die Bedeutung der jetzigen Zeit in beredter Weise eingingen und das feste Vertrauen auf einen für uns günstigen Ausgang des uns aufgezwungenen Krieges aussprachen, wurde der Jahresbericht vorgelegt und besprochen, in dem natürlich auch der Einfluß des Krieges überall zum Ausdruck kommt. Die Zahl der Mitglieder hat sich allerdings erfreulicher Weise kaum geändert, es sind 164 ordentliche, 83 außerordentliche Mitglieder geblieben und nur bei den beratenden Mitgliedern ist die Zahl von 23 auf 22 gesunken durch den Tod des Direktors des Berliner Material-Prüfungsamtes Geh. Ob.-Reg.-Rat Prof. Dr.-Ing. A. Martens, dessen, wie auch anderer verstorbener Mitglieder der Vorsitzende in warmen Worten gedachte. Es sei hier gleich bemerkt, daß der Versammlung mitgeteilt wurde, daß Hr.

Prof. Schmeer von der Münchener Versuchsanstalt gebeten worden ist, als beratendes Mitglied in den Verein einzutreten. Die Zahl der Anteile ist sogar von 888 auf 981 gestiegen, damit also auch die Höhe der Beiträge von 78 340 auf 87 640 M. Von den Angestellten der Vereins-Firmen steht eine größere Zahl zurzeit im Felde, erfreulicher Weise sind die Verluste bisher nur gering.

Die Rechnungslegung für das Jahr 1914 (endend am 31. Dezember) zeigt eine günstige wirtschaftliche Lage des Vereins und ein Anwachsen des Vereinsvermögens. Allerdings sind auch eine Reihe vorgesehener Ausgaben unterblieben, da die betr. Arbeiten nicht durchgeführt werden konnten. Da auch in diesem Jahr eine Reihe von Arbeiten mit Rücksicht auf die Kriegslage zurück gestellt werden müssen, bleibt der Voranschlag für 1915 hinter demjenigen von 1914 zurück. Es muß auch mit Rücksicht auf die wirtschaftliche Lage jetzt mit einem Rückgang der Vereinsbeiträge gerechnet werden. Dem Vorstand wurde auf Antrag der Rechnungsprüfer Entlastung erteilt.

Aus dem Vorstand hatten satzungsgemäß die Hrn. Hüser, Koenen, Langelott, Meyer auszuscheiden, die aber durch Zuruf wieder gewählt wurden. Für 1915 sind außerdem dem Vorstand wieder zugewählt die Hrn.:

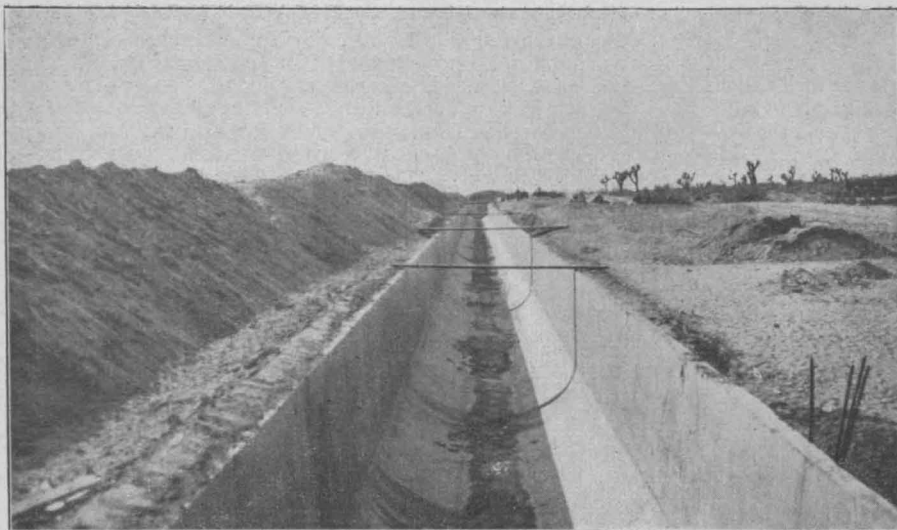


Abbildung 5. Leitungs-Kanal in der Mojave-Wüste vor Abdeckung.

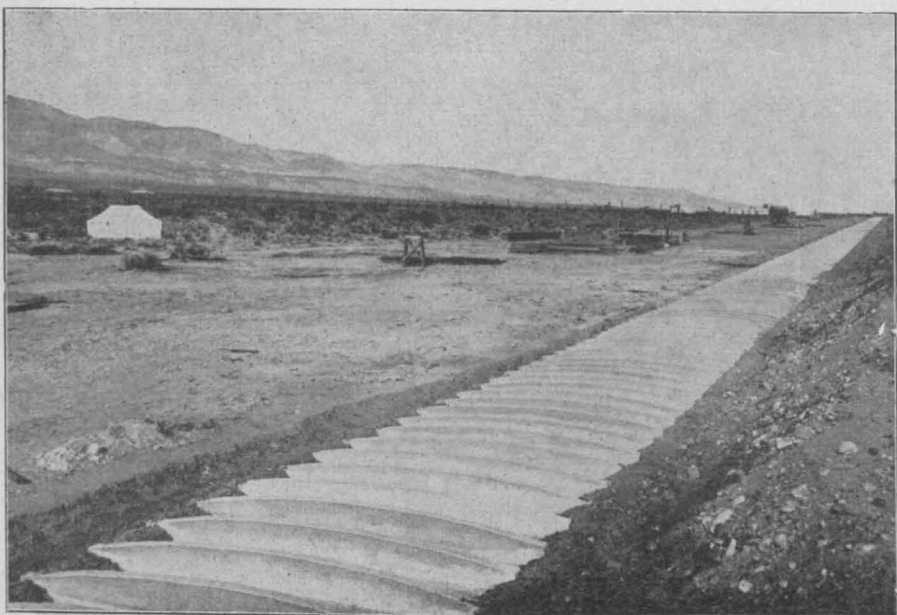


Abbildung 6. Leitungskanal nach Auflegung der Rippenplatten.

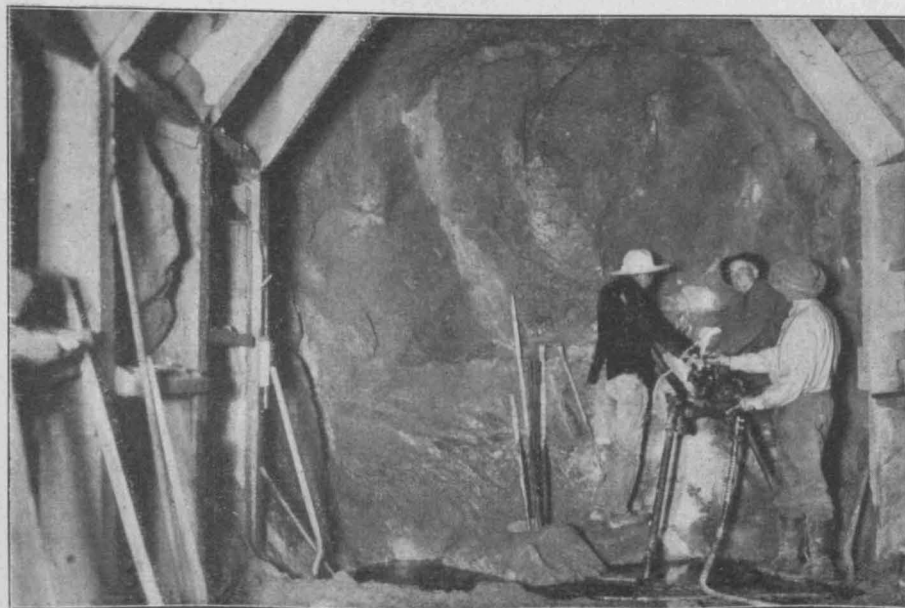


Abbildung 8. Auszimmerung und Bohrerarbeit im Elisabeth-Tunnel.

Die neue Wasserleitung der Stadt Los Angeles in Kalifornien.

Alb. Brandt, G. Mölders, Hugo Rek und Frz. Schlüter, sodaß die Zusammensetzung des Vorstandes dieselbe bleibt wie 1914.

Ein Antrag des Vorstandes auf Aenderung der Satzungen dahingehend, daß der Verein in Zukunft gerichtlich und außergerichtlich durch den Vorsitzenden und ersten Stellvertreter, in Behinderung eines von beiden durch den zweiten Stellvertreter vertreten wird, während jetzt in allen Fällen die Unterschriften aller Vorstandsmitglieder einzuholen waren, findet die Zustimmung der Versammlung, als im Sinne einer Vereinfachung der Geschäftsführung liegend.

Einen breiten Raum nimmt der Bericht des wirtschaftlichen Ausschusses ein, den Hr. Syndikus Dr. Wildner erstattet, der seit Mai 1914 seine Tätigkeit für den Verein aufgenommen hat. Die Arbeiten des Ausschusses wurden durch den Krieg naturgemäß in mancher Hinsicht beeinträchtigt, anderseits forderte die veränderte Lage auch zum Teil neue Maßnahmen. Namentlich stellte sich ein Bedürfnis nach Unter-richtung über das wirtschaftliche Kriegsrecht und die damit im Zusammenhang stehenden wirtschaftlichen und sozialen Fragen heraus, die in einem vom Vereins-Syndikus verfaßten Schriftchen: „Kriegshandbuch für Arbeitgeber“ beantwortet werden. Es soll demnächst ein Nachtragserscheinen.

Die Fragen, die im letzten Jahre im wirtschaftlichen Ausschusse bearbeitet wurden, betrafen u. A.: Kampf gegen Verunglimpfung und Angriffe von Seiten der Vertreter anderer Bauweisen, Erstrebung eines Erlasses in sämtlichen deutschen Bundesstaaten, der wie jetzt in Preußen die Entwürfe von größeren Eisenbeton-Brücken und -Hochbauten hinsichtlich der zu gewährenden Entschädigung bei Staatsbauten den Eisenkonstruktionen gleich stellt; Eingabe an das preuß. Abgeordnetenhaus zum Entwurf eines neuen preuß. Kommunal-Abgaben-Gesetzes, das in seiner jetzigen Fassung zu einer ungerechten Doppelbesteuerung der Baugewerbebetriebe für Bauarbeiten an Orten außerhalb ihrer gewerblichen Niederlassung oder Zweig-Niederlassung führen würde, da nach dem Gesetzentwurf Bauausführungen, welche die Dauer von 6 Monaten überschreiten, als besondere Betriebsstätten gelten sollen. Die Sache wird weiter verfolgt, muß aber zurzeit infolge Vertagung des preuß. Abgeordnetenhauses zurückgestellt werden. Dauernd verfolgt wird die Frage der Zugehörigkeit der Betonbetriebe zu Zwangs-Innungen, Handwerks- oder Handelskammern, die je nach der Sachlage verschieden zu beurteilen ist. Die Geschäftsstelle wird für diese schwierige Materie den Vereins-

Mitgliedern einen Wegweiser an die Hand geben, und bittet außerdem um Mitteilung aller betr. Fälle. Auch Mängel des Verdingungswesens wurden erörtert. Namentlich wird eine Änderung der Ausschreibungs-Bedingungen der Militär-Bauämter erstrebt. Der Krieg hat diese Arbeit unterbrochen. Die Frage der Angestellten-Versicherung und die Versicherungspflicht der Poliere und Schachtmeister ist ebenfalls Gegenstand der Bearbeitung gewesen, da hier große Unklarheit herrscht und da das Direktorium der Reichsversicherungs-Anstalt für Angestellte eine grundsätzliche Regelung ablehnt, weil die Einzelfälle zu verschieden lägen. Es ist beabsichtigt, in gemeinsamer mündlicher Verhandlung der beteiligten Verbände („Deutscher Beton-Verein“, „Betonbau-Arbeitgeber-Verband für Deutschland“, „Verband der Deutschen Tiefbau - Unternehmer“) mit dem Direktorium der Reichsversicherungs-Anstalt für Angestellte diese Frage zu behandeln, um weiteren unfruchtbaren Schriftwechsel zu vermeiden. Inzwischen sind eine Reihe von Beschwerden beim Renten-Ausschuß anhängig gemacht, sodaß für diese Behandlung neue Grundlagen gewonnen werden dürften. Im Uebrigen ist das gesamte Gebiet des Versicherungswesens, auch der privaten Haftpflicht-Versicherung in den Rahmen der Arbeiten des Ausschusses einbezogen worden.

Aus den weiteren Verhandlungs - Gegenständen ist noch Folgendes hervorzuheben: Die große Ausstellung in Düsseldorf 1915, auf welcher der Deutsche Beton-Verein auch mit einer Kollektiv-Ausstellung hervortreten wollte, ist des Krieges wegen aufgegeben, die schon für dieselbe hergestellten Bauten mußten abgebrochen und entfernt werden. Nur die umfangreichen Fundamente des Baues, in dem der Verein in Gemeinschaft mit dem „Verein Deutscher Portland - Cement-Fabrikanten“ ausstellen wollte und der dauernden Charakter erhalten sollte, bestehen noch und es ist Hoffnung vorhanden, daß der Bau später doch noch ausgeführt werden wird. Allerdings werden dann die Bedingungen der Ausführung gegen früher abgeändert werden müssen. Auf keinen Fall wird der Verein durch den Ausfall der Ausstellung nennenswerten finanziellen Verlust erleiden.

Ueber die Arbeiten der technischen Ausschüsse des Vereins ist noch zu berichten, daß der Röhren- und Betonwerkstein-Ausschuß seine Arbeiten für die Aufhebung von Prüfungs-Verfahren für Eisenbeton-Röhren bereits vor dem Kriege eingeleitet und auch Belastungsversuche durch-

Die neue Wasserleitung der Stadt
Los Angeles in Kalifornien.
Abbildungen 2, 4 und 7.

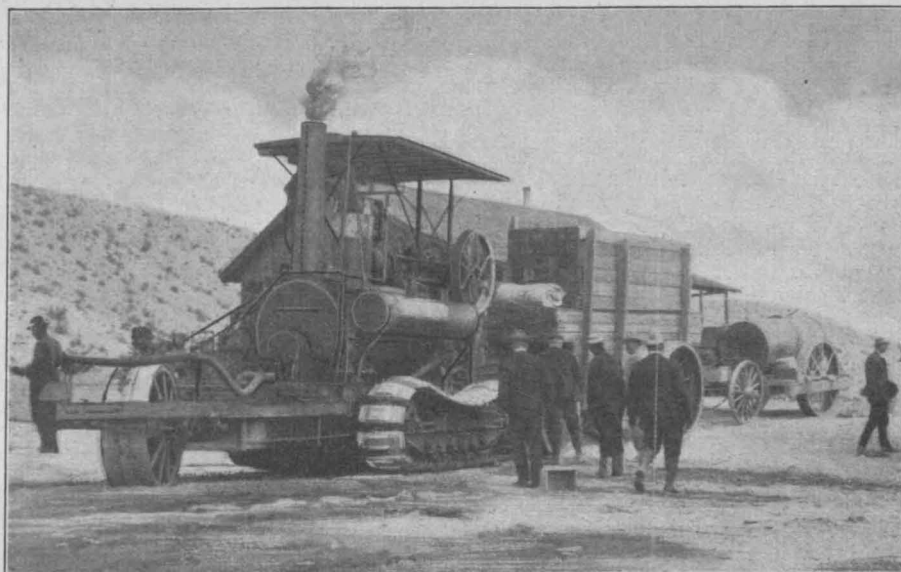


Abbildung 7. Transport-Lokomobile beim Bau der Leitung.

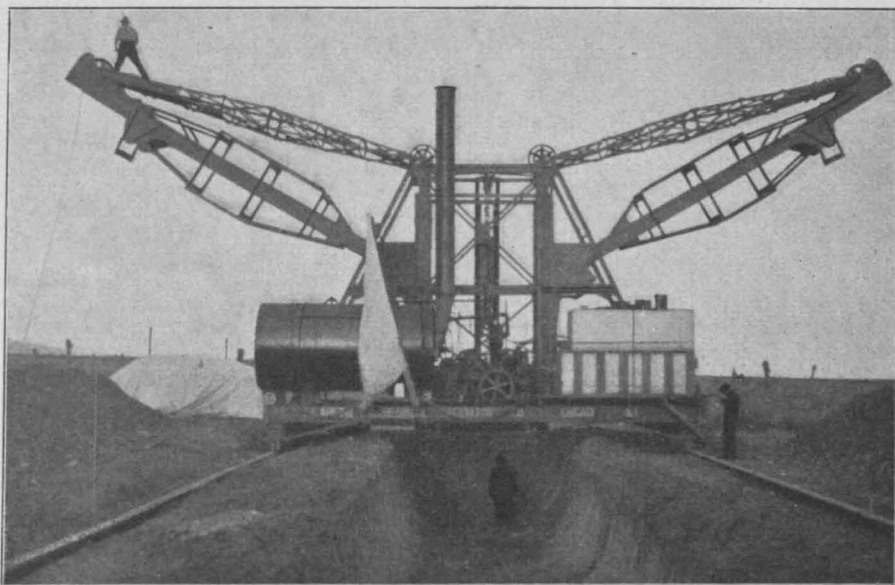
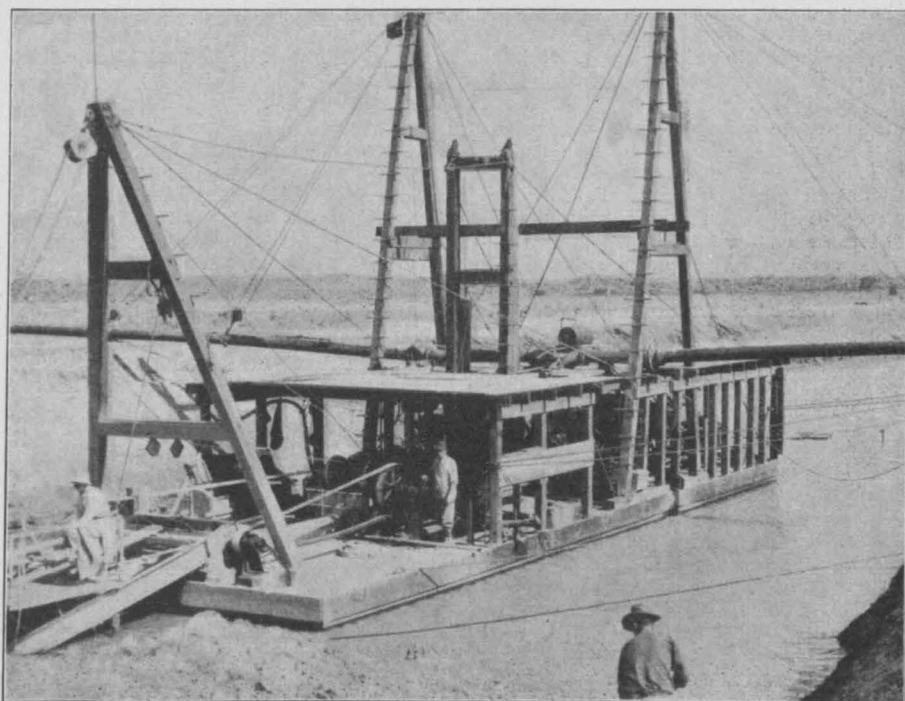


Abbildung 4. Doppel-Dampfschaufel zur Ausschachtung in der Mojave-Wüste.
Abbildung 2. Spülbagger für die Arbeiten im Owens-Tale.



geführt hatte. Die Arbeiten sind unterbrochen worden. Ueber die Bewährung neuer Stoßverbindungen, wie sie auf Versuchsstrecken in Frankfurt a. M. verlegt worden sind, kann noch nicht näher berichtet werden.

Der Beton- und Eisenbeton-Ausschuß ist i. J. 1914 nicht einberufen worden, da auch der „Deutsche Ausschluß für Eisenbeton“ seine Arbeiten eingestellt hatte. Nachdem der Arbeits-Ausschuß des letzteren seine Arbeiten jetzt wieder aufgenommen hat, wird auch der Vereins-Ausschuß wieder zusammentreten, um die Vorberatung für neue Bestimmungen für Stampfbeton- und Eisenbeton-Bauten wieder aufzunehmen. Zu dem letzten Heft 29 der Veröffentlichungen des „Deutschen Ausschusses“ betr. „Zweckmäßige Zusammensetzung des Betongemenges für Eisenbeton“ will der Verein auf Grund seines eigenen umfangreichen Versuchsmaterials noch ein Ergänzungsheft herausgeben. An neuen Veröffentlichungen des Deutschen Ausschusses stehen demnächst bevor: Versuche mit allseitig aufliegenden Eisenbeton-Platten (Stuttgart); Versuche zur Ermittlung des Rostschutzes der Eiseneinlagen im Beton, namentlich des Schlackenbetons (Dresden); Versuche über den Einfluß von Erschütterungen während des Abbindens und Erhärtens von Beton (Dresden); Versuche über die Widerstandsfähigkeit von Stoßverbindungen des Eisens im Beton zur Ermittlung der Beziehungen zwischen Eisen-durchmesser und Ueberdeckungslänge (Dresden); Versuche über die Haftfestigkeit verzinkten Eisens im Beton (München); Versuche zum Vergleich der Würfelhaftigkeit von Stampfbeton zu der im Bauwerk (Darmstadt); Gesamte und bleibende Einsenkung von Eisenbetonbalken (Lichterfelde); Säulenversuche 4. Teil (Lichterfelde) und schließlich Versuche betr. Längenänderungen des Betons beim Erhärten und infolge Temperaturwechsel 2. Teil (Lichterfelde).

Der Deutsche Ausschluß hat ferner im Oktober vergangenen Jahres in Lichterfelde mehrere Brandproben durchführen lassen, die für die Feuerbeständigkeit und -Sicherheit des Eisenbetons im Allgemeinen wieder ein gutes Zeugnis ablegten und bei Schäden klar erkennen ließen, wo sie fehlerhafter Arbeit und wo dem Material zuzuschreiben waren. Vor allem erwies sich ein roter Granit aus Meißen in Bezug auf Feuersicherheit für die Betonbereitung als ungeeignet. Wo er verwendet war, traten bei den Brandproben heftige und zerstörend wirkende Explosions-Erscheinungen auf. Die Versuche werden fortgesetzt, ein Bericht ist demnächst zu erwarten.

Ueber die Arbeiten des Moor-Ausschusses kann zurzeit nur berichtet werden, daß die jetzt zweijährigen Probekörper aus Beton und Eisenbeton an keiner der Lagerstellen im Moore bisher nennenswerte Beschädigungen aufwiesen.

Der Bericht über die Versuche mit Kontrollbalken löste eine lebhafte Aussprache über Aenderung des Prüfungsverfahrens bei nassem Beton aus. Bezüglich der Kontrollbalken liegen bisher die Ergebnisse der auf den Baustellen durchgeführten Versuche vor, die eine gute Gleichmäßigkeit (sogar besser als bei Würfelproben) gezeigt haben und sich leicht und sicher nach den gegebenen Anleitungen ausführen ließen. Das Verhältnis der reinen Druckfestigkeit, ermittelt am Würfel, zur Druckfestigkeit bei Biegung, ermittelt an Kontrollbalken, war ziemlich gleichmäßig 1,7. Die Ergebnisse der in den Versuchs-Anstalten durchgeführten Versuche liegen noch nicht vor.

Der Vorsitzende spricht auf Grund dieser Ergebnisse die Ansicht aus, daß mit dem Kontrollbalken eine für die Baustellen recht geeignete Prüfungsmethode für Eisenbeton gefunden sei. Im übrigen werde die Verbesserung des Prüfungsverfahrens mit Würfeln für nassen Beton dauernd weiter verfolgt. Hr. Geh. Kommerz.-Rat Eug. Dyckerhoff berichtet über die Versuche, die nach dieser Richtung auf seinen Werken durchgeführt worden sind, und die dahin

abzielen, das überschüssige Wasser aus dem nassen Beton, das in der geschlossenen Eisenform nicht abfließen kann und daher die Festigkeit des Betons in solcher Weise beeinträchtigt, daß die Ergebnisse unter die Bauwerkfestigkeit sinken können, aus der Form durch Holzeinlagen aufsaugen und ablaufen zu lassen. Durchgeführt sind mit solchen Formen, die gerade erst fertig wurden, bisher nur Versuche mit Probekörpern von 28 Tagen Alter, die befriedigend ausgefallen sind. Es wurde dabei die Menge des aus der Form ablaufenden Wassers gemessen und festgestellt, daß die ablaufende Wassermenge etwas wächst, wenn man an der Form rüttelt und klopft, daß die Wassermenge ferner nach dreimaligem Gebrauch der Formen zunimmt, da dann die Holzeinlagen mit Wasser gesättigt sind und kein Wasser mehr absaugen. Die Probekörper werden natürlich nicht so scharf würfelförmig wie in der Eisenform, die Druckflächen müssen daher vor dem Zerdrücken genau mit Mörtel abgeglichen werden. Im übrigen sind die Ergebnisse bisher zufriedenstellend und vielleicht ist hier der Weg gefunden zu einer Verbesserung der Würfelprobe mit nassem Beton, wie er nicht nur bei Eisenbeton-, sondern nach amerikanischem Vorbilde auch bei Stampfbetonarbeiten sich mehr auch bei uns einbürgert.

Der Punkt der Tagesordnung, der sich mit Mitteilungen über bemerkenswerte Bauausführungen und neue Eisenbeton-Erzeugnisse befaßt, brachte eine längere Ausführung des Herrn Vollrat, der die Festsetzung eines Prüfungsverfahrens für Bimsbeton und die Regelung der Zulassung von Bimsbeton zu Eisenbetonbauten für nötig hält. Jetzt wird die Anwendung des Bimsbetons auf Grund der Bestimmungen für Eisenbeton-Hochbauten für tragende Teile vielfach verboten, weil der Bims Kies selbst zu geringe Druckfestigkeit besitzt. Auch wird behauptet, daß der Bims Kies schädliche Bestandteile enthalte, daß in ihm, da er porös sei, das Eisen verroste usw. Selbstverständlich sei es falsch, den Bims Kies allein zu verwenden, dann entsteht ein poröser, wenig fester Beton. Es sei vielmehr ein Verhältnis von 60% Bims Kies zu 40% scharfem Quarzsand zu wählen, besser noch 50:50%. Dann erhalte man einen völlig ausreichend festen, dichten Beton, dessen Gewicht allerdings mit 1500 kg/cbm anzunehmen sei und nicht mit 800—1000 kg, wie viele Eisenkonstruktionsfirmen bei ihren Dächern annehmen. Mit diesem Gewicht könne man keinen brauchbaren Beton herstellen. Bei der Aussprache, die sich an die Ausführungen anschließt, wird den Anschauungen des Redners im Allgemeinen zugestimmt. Hr. Hüser hat Schwierigkeiten bei der Genehmigung der Anwendung von richtig hergestelltem Bimsbeton noch nicht gehabt. Ohne Weiteres könne man die Eisenbeton-Vorschriften auf Bimsbeton allerdings nicht anwenden. Wie stehe es dann aber in dieser Hinsicht mit den vielfach als Dachdeckungsmaterial verwendeten fertigen Bimsbeton-Platten? Diese seien nach seiner Ansicht durchaus nicht einwandfrei. Hr. Kommerz.-Rat Wolle-Leipzig kann aus seiner Praxis bestätigen, daß er beim Durchbrechen solcher Platten vielfach ganz verrostete Eiseneinlagen gefunden habe, die jetzige Ausführungsweise erscheine ihm recht bedenklich. Hr. Löser-Dresden kann das aus eigenen Erfahrungen bestätigen. Der Berechnung dieser Platten würden, wie er an einem Beispiel ausführt, vielfach ganz unzulässige Bedingungen zugrunde gelegt. Der Vorstand wird sich mit dieser Frage weiter beschäftigen.

Hr. Christiani-Hamburg wünscht noch, daß über die Berechnung der jetzt von Amerika auch zu uns gekommenen trägerlosen Decken (Pilsystem), die für viele Fälle sehr geeignet seien, Berechnungen aufgestellt würden, welche unsere Behörden anerkennen. Die Herren Brandt-Düsseldorf und Löser äußern sich ebenfalls zu dieser Frage.

Nach einem Schlußwort des Vorsitzenden schließt dann die Versammlung. —

Das Preßzement-Bauverfahren.

Von Ingenieur August Wolfsholz in Berlin. (Schluß.)

In ganz besonderes und reiche Aussichten eröffnendes Gebiet hat sich der Preßzementbau in der Gründungstechnik neuerdings erworben. Man hat zwar schon früher, wie z.B. an den Nildämmen bei Assuan,*) flüssigen Zement in Sand- oder Kiesschichten eingetrieben, aber erst im letzten Jahrzehnt sind in dieser Richtung regelrechte, vom wirtschaftlichen Standpunkt ausgehende Versuchsarbeiten durchgeführt worden. Diese haben ergeben, daß es an und für sich möglich ist, unter-

irdische Kies- und Sandmassen mit Hilfe von Zement-Einpressungen in festen Beton zu verwandeln, ohne daß ein Aufgraben dieser Schichten nötig ist. Sind fast sandfreie Kieslager oder grobkörnige Sandschichten vorhanden, so ist für das völlige Gelingen der Zementierung nur die Feststellung durch Versuche nötig, in welcher Entfernung von einander die erforderlichen Preßrohre einzutreiben sind. Der Preßmörtel bzw. die eingepreßte Zementmilch wird je nach der Porosität der behandelten Schichten ihren Weg bis in größere oder kleinere Entfernung vom Preßrohr nehmen. Nur bei feinkörnigen Sandschichten ist es unmöglich, Zementmilch selbst unter Anwendung eines Arbeitsdruckes von 50 Atm. und mehr einzupressen, denn

*) Anmerkung der Redaktion. Vergl. „Deutsche Bauzeitung“ 1905, S. 483. Ein deutsches Beispiel zeigt ferner die Gründung der Donau-Brücke bei Ehingen, „Deutsche Bauzeitung“ 1901, S. 455.

die filternde Eigenschaft der feinporigen Sandschichten steht dem entgegen, da letztere auch die kleinsten Zementkörperchen in ihren zackigen Armen aufhalten und fangen und zu einer immer dichter werdenden Abschlußwand anwachsen lassen.

Grundsätzlich ist nun aber nach lange andauernden Versuchen die Aufgabe gelöst und auch in praktischem Versuch erfolgreich durchgeführt, selbst die feinstkörnigen Sandschichten, Schwimmsand, Triebsand und dergl. zu zementieren und standfest zu machen. Die fortgesetzten Versuchsarbeiten lassen erwarten, daß auch in dieser Frage in absehbarer Zeit eine durchaus befriedigende Lösung gefunden werden wird. Wie wichtig dieser Erfolg sein würde, kann man daran ermessen, daß durch ein ausreichendes Zementierungsverfahren für tiefliegende Sandschichten die Bauweise von Untergrundbahnen, von Schleusen, Trockendocks und anderen Wasserbauten in vielen Fällen eine wesentliche Änderung erfahren würde.

Einen ganz besonderen Fortschritt stellen die eigenartigen Preßbeton-Pfähle dar, welche vor allen bisher bekannten Pfahlsystemen wichtige Vorteile voraus haben. Die Anwendung von Eisenbetonpfählen gehört überhaupt erst der neuesten Zeit an, sie wurden zuerst und werden auch jetzt noch vielfach in der Form angewendet, daß man in bekannter Weise in Formen Betonpfähle mit Eiseneinlagen durch Stampfen auf der Baustelle oder in der Nähe derselben herstellt, welche dann 6 – 8 Wochen abbinden und erhärten, ehe sie zu den einzelnen Pfahlstellen herangeschaft werden können. Hier werden die fertigen Pfähle aufgerichtet und mit Hilfe hoher, gewaltiger Dampfmaschinen in den Boden geschlagen. Je widerstandsfähiger sich der Boden erweist, je zahlreichere Schläge erhalten die Pfähle, ehe sie bis zu der gewünschten Tiefe eingetrieben sind. Die natürliche Folge der starken Schläge sind Absplitterungen und Brüche im Gefüge, sowie Lockerungen im Zusammenhang des Pfahlbetons mit den eingeschlagenen Eiseneinlagen und schließlich Gefährdung in der Nähe der Rammstelle vorhandener Bauten. Diesen in fertigem Zustand eingerammten Eisenbetonpfählen gegenüber bedeutete die Einführung der sogenannten Stampfpfähle einen Fortschritt. Diese werden in der Weise hergestellt, daß ein Bohrröhr von 250 bis 400 mm l. W. mittels Erdbohrers unter Herausbeförderung der vor dem Bohrröhr anstehenden Erde, des sogenannten Bohrgutes, bis in die gewünschte tragfähige Erdschicht niedergebracht wird. Dann wird zunächst Beton in das Fußstück des Bohrröhrs eingebracht und der Beton durch einen im Röhr gleitenden Rammstößel gestampft; schichtweise wird dann unter fortgesetztem Stampfen immer wieder Beton nachgefüllt, wobei das Bohrröhr stückweise angehoben wird. Peinlich genau muß hierbei darauf geachtet werden, daß dieses Hochheben nicht bis über die Höhe der jedesmaligen Betonfüllung erfolgt, weil sonst erdige Einlagerungen im Pfahl hervorgerufen und Fehlstellen im Beton des Pfahles herbeigeführt werden. Eiseneinlagen sind bei dieser Ausführungsart, des Rammstößels wegen, nur stückweise und in ganz bestimmter Gestalt dem Pfahlbeton einzuverleiben, auch können diese Pfähle nicht in jeder beliebigen Abweichung von der Senkrechten hergestellt werden.

Außer dieser weitverbreiteten Pfahlart gibt es noch eine Anzahl anderer Betonpfahl-Systeme, welche mehr oder weniger mit ihr verwandt sind. Allen diesen Pfahlarten aber ist der Hauptnachteil gemeinsam, daß bei ihrer Anwendung im Grundwasser, bzw. in Flüssen, am Meer usw. der frische unabgebundene Beton in das anstehende Grundwasser gebracht werden muß und auch, wenn man Einfülltrichter und andere Hilfsmittel anwendet, dem schädlichen Einfluß des Wassers ausgesetzt bleibt, welches den Beton auslaugt und die Zementteile auspült. Es kann auf diese Art aber nur ein poröser Pfahlbeton entstehen, der weder die Eiseneinlagen vor der Zerstörung durch Rost schützt, noch an sich Gewähr für Standsicherheit und Dauerhaftigkeit bietet.

Diesen Uebelständen gegenüber bedeuten die neuen Preßbetonpfähle nach Abbildung 12 einen bedeutenden Fortschritt, sie sollen daher in Folgendem näher erläutert werden. Ihre Herstellung erfolgt in der oben schon be-

schriebenen Weise, daß ein Bohrröhr F mit Hilfe eines Erdbohrers bis in die tragfähigen Schichten abgeteufelt wird; darauf wird eine Eisenbewehrung in das offene Bohrröhr eingesetzt, welche jede beliebige, z. B. spiralförmige Form, mit jeder beliebigen engen oder weiten Bügelstellung haben kann. Nun wird das Bohrröhr oben durch einen aufgeschraubten Deckel verschlossen, welcher verschiedene Rohranschlüsse besitzt. Durch den ersten dieser Anschlüsse A wird zunächst Druckluft in das Innere des Rohres eingelassen, welche das im Bohrröhr anstehende Grundwasser fortdrückt und auch noch die am Fuße anstehenden Erdschichten entwässert und von Wasser frei hält. Nunmehr wird durch das von dem zweiten Rohr-Anschluß A' des Deckels bis zum Fuß des Bohrröhrs hinabgeführte Preß-Röhr P Zementmörtel in einer solchen Menge unter Druck in das Bohrröhr eingebracht, daß der Mörtel letzteres einige Meter hoch anfüllt. Jetzt wird vom dritten Rohr-Anschluß H aus hochgespannte Luft in das Innere des Bohrröhrs eingelassen, unter deren Druckwirkung die Mörtelfüllung des Rohres nach unten gedrückt wird und die anstehenden Erdschichten verdrängt werden, wobei gleichzeitig flüssiger Mörtel und Zementmilch in die Adern und Spalten des Erdreiches getrieben werden, sodaß ein weitausgebreiteter Klumpfuß entsteht, der einem Wurzelballen gleicht, dessen Wurzeln und Fasern aus Beton und Zementmilch bestehen und sehr tief in die umgebenden Erdschichten hineinreichen.

Auf dieser gesunden Grundlage wächst nun der Preßbetonpfahl weiter empor, indem abwechselnd eine neue Mörtelfüllung und dann wieder eine neue Druckluftfüllung vorgenommen werden. Ist auf diese Art eine größere Länge des Pfahles hergestellt, so wird die Spannung der Druckluft im Inneren des Bohrröhrs so hoch gesteigert, daß unter ihrer Wirkung das Bohrröhr von selbst hochsteigt, wobei der am Fuß des Rohres austretende Preß-Mörtel die benachbarten Erdschichten wieder kräftig zusammendrückt und sie gleichzeitig bis in große Abstände zementiert. In dieser Weise wird fortgefahren, bis das Bohrröhr bis zum Kopfe des fertigen Pfahles hochgetrieben ist und vom Pfahle abgehoben werden kann. Die Bewehrungsseile läßt man meist etwa 0,5 m über dem Kopf des Pfahles aus dem Beton herausstehen, um sie dann in bequemer Weise mit den weiter aufzubringenden Baukonstruktionen verbinden zu können.

Die Vorzüge dieser eigenartigen Preßbetonpfähle gegenüber allen anderen bekannten Pfahlsystemen sind vor allem darin zu sehen, daß der schädliche Einfluß des Grundwassers vollständig ausgeschaltet wird, denn die Art der Ausführung bringt es schon mit sich, daß das Grundwasser überhaupt nicht an den eigentlichen Pfahlbeton herankommen kann, weil die Adern und Pässe in den benachbarten Erdschichten bis auf große Entfernungen hinein zementiert und verschlossen worden sind. Ferner hat eine sehr durchgreifende Zusammendrückung und Festigung des umgebenden Erdreiches stattgefunden, sodaß auch der Baugrund an sich eine bedeutende Erhöhung seiner Tragfähigkeit erfahren hat. Dann ist die Bildung eines ausgedehnten, äußerst kräftigen Pfahlfußes in mehrfacher Vergrößerung des Pfahlquerschnittes von größter Bedeutung, welchem Vorzug der weitere sich hinzugesellt, daß unter der kräftigen Druckäußerung auch der Pfahl an sich im Durchmesser weit über den Durchmesser des Bohrröhrs hinaus gewachsen ist und dann noch weiter in den verschiedenen Erdschichten je nach ihrer Zusammendrückbarkeit Wulst- und Ringbildungen hervorgerufen hat, deren jede an sich wieder eine neue, den Pfahlfuß ergänzende und vergrößernde Auflagerfläche bildet.

Sehr wesentlich ist auch, daß die Pfähle jede beliebige schräge oder wagrechte Neigung erhalten können und daß sie, wie kein anderer Pfahl, infolge ihrer Herstellung und vollständigen Verwachsung mit allen durchfahrenen Erdschichten sich nicht nur als Drucklager, sondern auch ganz vorzüglich als Zugpfähle eignen. Weiter kommt in Betracht, daß die Eiseneinlagerungen unter hohem Druck vom Preßmörtel umschlossen worden sind und daher untrennbar fest und sicher vor jedem Wasserangriff in den einheitlichen und ununterbrochenen Pfahlbeton eingelagert sind. Unter diesen Umständen ist zu erwarten, daß die Pfähle in immer mehr zunehmendem Maße für alle möglichen Zwecke, namentlich zur Gründung schwerer, in wechselnder Richtung beanspruchter Maschinenfundamente, zur Gründung von stets wechselnder Beanspruchung ausgesetzten Schleusen, Trockendocks und dergl. Anwendung finden werden.

Eine wie große Anwendungsmöglichkeit das Preßbetonbauverfahren auch für Neuherstellung von Tief- und Wasserbauwerken besitzt, zeigt u. A. das nachstehend beschriebene Verfahren für den Bau von Stau-

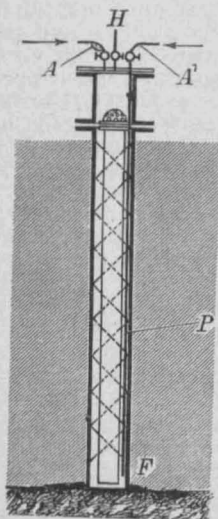


Abbildung 12. Herstellung eines Preßbeton-Pfahles.

Mauern, welches namentlich für Hochgebirgsgegenden, z. B. Süddeutschland, die Schweiz, Schweden und Norwegen, von großer Bedeutung zu werden verspricht.

Unsere Alpenflüsse nämlich besitzen ein sehr tiefes Geröllbett aus großen Felstrümmern, welches von der Sohle des Flußbettes oft 30 — 50 m tief bis auf den gewachsenen festen Felsen hinabreicht. Um in solchem Boden eine Stauwand zu gründen, hat man das Verfahren eingeschlagen, mächtige Kaissons aus Eisenbeton, mit Nut und Feder an den Seiten versehen, durch das Geröllbett unter Anwendung von Luftdruck bis auf den gewachsenen Felsen hinabzusenken, um dicht ineinandergreifend eine einheitliche Sperrmauer zu bilden. Die Schwierigkeiten und Kosten der Ausführung einer derartigen Stauwand sind sehr groß und außerdem können Arbeiten im Kaisson unter Luftdruck nur bis zu höchstens 35 m Tiefe unter Wasserspiegel ausgeführt werden, da die Kaissonarbeiter in dieser Tiefe schon unter einem Ueberdruck von 4 Atm. arbeiten müssen.

Das neue Bauverfahren besteht nun darin, daß von Flußufer zu Flußufer ein Streifen des Flußbettes in einer angemessenen Breite von etwa 12—20 m mit Rammrohren in Abständen von je 1—1,5 m besetzt wird, welche zunächst nur einige Meter in das Geröllbett eingetrieben werden. Durch jedes Rammrohr werden nun Sprengkörper bis in das Geröllbett abgesenkt, die Rohre werden ein Stück hochgezogen, und dann die Sprengkörper zur Explosion gebracht. Durch die Sprengwirkung wird das ganze Geröllbett metertief zertrümmert und in Feinschotter verwandelt, so daß es leicht ist, die Rammrohre weiter einzutreiben. Sodann werden wieder Sprengkörper hinabgesenkt und alle Arbeitsvorgänge wie oben wiederholt, so daß man mit leichter Mühe die Rohre bis zum gewachsenen Felsen hinabtreiben kann. Um der zu schaffenden Mauer eine feste und gutverzahnte Verbindung mit dem unten anstehenden Felsen zu geben, wird auch dieser noch metertief mittels Sprengungen eingeschnitten.

Nachdem auf diese Weise auf dem ganzen von Ufer zu Ufer reichenden Arbeitsfeld alle Felsblöcke und Trümmer in Feinschotter verwandelt worden sind, beginnen die Mörtel- und Zementeinpressungen mit Hilfe der bis unten in den Fels eingeschnitten vorgetriebenen Rammrohre. Der Mörtel steigt nun von unten auf an und verbindet das geschaffene Feinschotterbett zu einem einheitlichen festen Betonkörper. Mit den Mörtel- und Zementeinpressungen wird fortgefahren, bis die Betonmauer unmittelbar unter Flußsohle ansteht, nur in der Mitte bleibt ein durchgehender Streifen C, vgl. Abbildung 13, ohne Ausbetonierung, so daß die Mauer zunächst in zwei getrennten Mauerwänden A und B empor-

wächst. Später wird dann die unbetoniert gebliebene etwa 1,5—2 m breite Zwischenschicht bis auf den Felsen hinab ausgehoben. Man hat hierdurch Gelegenheit, die Wände der beiderseitigen Mauern auf ihre Beschaffenheit und Dichtigkeit genau prüfen zu können, und es ist möglich, etwa unbetoniert gebliebene Felsstellen im Preßbeton nachträglich anzubohren und durch Zementeinpressung zu verbessern. Dann dient der Spalt weiter zur Aufnahme durchgehender, eiserner Stützen und Ständer, welche dem später aufzuführenden Oberhaupt der Sperrmauer festen Halt und Standsicherheit verleihen. Nach Einsetzen dieser Eisenkonstruktion wird der Spalt in gewöhnlicher Weise ausbetoniert, und es erstreckt sich nunmehr eine durch-aus dichte, in den Felsen fest verzahnte und verankerte unterirdische Sperrmauer von Ufer zu Ufer, wie sie mit gleicher Sicherheit und Sparsamkeit in Bezug auf Zeit und Geldkosten in keiner anderen Weise hergestellt werden kann.

Selbstverständlich kann dieses, in kurzen Zügen beschriebene Verfahren außer zum Bau von Stauwänden

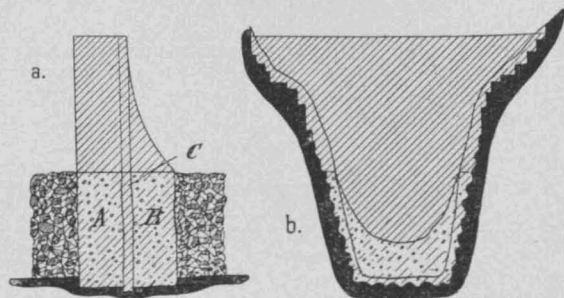


Abbildung 13. Herstellung einer Stauwand im Geröllbett mit Zementeinpressung.

ebenfalls zur Gründung von Pfeilern, Brückenwiderlagern u. A. in festgelagertem Kies oder Schotter angewendet werden, in welchen Fällen es gleichfalls die oben erläuterten Vorzüge vor dem Kaisson-Verfahren besitzt. Auch zum Abteufen von Bergwerksschächten und Brunnen in zerklüftetem Gebirge oder steinigem Untergrund ist die neue Bauweise sehr wohl geeignet.

Vorstehend ist die Anwendungsmöglichkeit des Preßzement-Bauverfahrens für eine Reihe von Fällen geschildert worden, die Anwendungsmöglichkeiten sind damit aber keineswegs erschöpft.

Vermischtes.

Ueber das Verhalten des Eisenbetons im Feuer bei dem großen Brande der Edison'schen Fabrik-Anlagen für Phonographenbau in West Orange N. Y. im Dezember vorigen Jahres liegen jetzt amtliche Berichte der Brand-Beörden vor, aus denen die amerikanische Zeitschrift „Engineering News“ in ihren Nummern vom 19. Januar und 18. Februar ds. Js. einige Angaben bringt mit Abbildungen des Zustandes nach dem Brande und mit Vorschlägen des mit der Wiederherstellung der Bauten betrauten Ingenieurs. Danach sind zum Teil erheblichere Beschädigungen an Säulen und Unterzügen eingetreten, große Betonstücke abgesprungen, die Eisen an einzelnen Säulen frei gelegt und ausgebogen. In einem Gebäude ist im 3. Geschoß eine Säule ganz zusammen gebrochen und es sind infolgedessen die Obergeschosse hier stark in Mitleidenschaft gezogen worden. Es handelt sich besonders um das Gebäude, in dem die Wachswalzen lagern, die dem Feuer reiche Nahrung boten, und um solche Bauteile, in denen brennbare Chemikalien zum Teil dazu beigetragen haben, daß das Feuer eine ganz außergewöhnliche Heftigkeit annahm, wobei es infolge der vielen brennbaren Stoffe und bei Mangel an Löschwasser 1 bis 3 Stunden auf die Konstruktion einwirken konnte. Die Temperatur muß dabei auf 1100—1400° C. (2000—2500° Fahrenheit) und höher gestiegen sein, denn es fanden sich an vielen Stellen geschmolzenes Glas, Kupfer, Bronze, Guß- und Flußeisen, deren Schmelztemperaturen zwischen 1000 und 1400° C liegen. Auch das Zuschlagmaterial des Betons, über dessen Art und Zusammensetzung leider Angaben nicht gemacht werden, war z. T. verschlackt und geschmolzen und hing stalaktitenartig an Säulen und Trägerkanten herab. Es handelte sich also tatsächlich um ein Feuer ganz außergewöhnlicher Art, dem keine Konstruktion ohne Schaden widerstehen konnte.

Nach dem Befunde des beratenden Ingenieurs ist festgestellt, daß konstruktive Durchbildung und Ausführung der Decken außerdem nicht auf der Höhe standen. So

bildeten z. B. die Deckenplatten mit den Unterzügen kein einheitliches Ganzes, die Eisen waren über den Stützen nicht ordnungsmäßig durchgeführt, an den Enden vielfach nicht entsprechend aufgebogen. Die Decken waren daher für die Last von 1000 kg/qm, die sie nach der Berechnung tragen sollten, zu schwach, und sollen schon vor dem Feuer Trennungen zwischen Platte und Steg senkrechte und diagonale Risse gezeigt haben. Ob auch die Säulen konstruktive Mängel aufwiesen, wird nicht gesagt.

Trotz alledem konnte, mit Ausnahme der über der zusammengebrochenen Säule liegenden oberen Stockwerke, der gesamte Bau durch Ausbesserungsarbeiten wieder gebrauchsfähig gemacht werden. Einige tiefer geborstene Säulen waren ganz zu ersetzen, sonst aber nur bis auf den festen Kern abzuklopfen. Soweit die Längseisen nicht allzustark herausgebogen waren, ließ man sie stecken, legte außerdem aber neue Längseisen nebst einer Spiral-Bewehrung ein und umhüllte dann das Ganze mit neuer Betonschale. Es wurden dazu zylindrische Eisenformen benutzt, die etwa 30 cm unter Balken-Unterkante endeten, um den Beton von oben einbringen zu können. Der obere Säulenteil wurde dann mit der Zement-Kanone geformt. Weniger beschädigte Säulen erhielten einfach eine Drahtnetz-Umhüllung, auf die eine neue Betonschale mittels der Zement-Kanone aufgepreßt wurde. Die Balken wurden ebenfalls bis auf den festen Kern abgestemmt, die unteren Eisen freigelegt, das Ganze dann mit Drahtnetz umhüllt, das oben von 2 Längswinkeln getragen wird, die man mit Deckenplatte und Balken verbolzte. Die Mörtelumhüllung wurde wieder mittels Zement-Kanone aufgepreßt. Vor Aufbringung des neuen Betons wurde stets der alte mit Sandstrahlgebläse gut aufgerauht.

Inhalt: Die neue Wasserleitung der Stadt Los Angeles in Kalifornien. (Schluß). — Von der 18. Hauptversammlung des „Deutschen Beton-Vereins“. — Das Preßzement-Bauverfahren. (Schluß). — Vermischtes. —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin.
Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselen in Berlin.
Buchdruckerei Gustav Schenck Nachflg. P. M. Weber in Berlin.

DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

XII. JAHRGANG 1915.

№ 10.

Prüfung der Tragfähigkeit einer Gurtträgerbrücke bei Hamm in Westfalen.

Ausgeführt von Max Möller in Braunschweig mit Mitteln der Jubiläumsstiftung der deutschen Industrie.

I. Beschreibung der Brücke.

Vor 21 Jahren ist von mir die Ausführung der Gurtträgerbrücke in Vorschlag gebracht, welche Bauweise seit jener Zeit in über 500 Fällen Anwendung gefunden hat. Ihre Vorzüge liegen in der Einfachheit der Bauausführung, welche eine schnelle Herstellung gestattet und eine sichere Verbindung der gezogenen Eisen mit dem Beton der Träger-Druckzone herbeiführt. Insbesondere wird die richtige Lage der Eisen bei ihrem Einbau unbedingt erreicht.

Bei dem Bau des Schifffahrtskanales Datteln—Hamm bot sich nun die Gelegenheit, eine Brücke jener Bauart bis nahe zum Bruch einer Probelastung zu unterziehen, nachdem die Brücke 17 Jahre in Benutzung gewesen war. Das kgl. Kanalbauamt Hamm i. W. teilte mir mit, daß die in Gurtträgerbauweise ausgeführte Flutbrücke, im Profil des herzustellenden Kanales belegen, fortgeräumt werden müsse, zugleich in gefälliger Weise den Vorschlag machend, an der Brücke eine Probelastung bis zum Bruch unter meiner Mitwirkung vornehmen zu lassen. Außer technischer Unterstützung durch die Beamten des kgl. Kanal-Baumtes wurde mir die Durchführung der Untersuchung durch eine finanzielle Beihilfe der Jubiläumsstiftung

der deutschen Industrie im Betrage von 500 M. ermöglicht. Den größeren Teil der Kosten und technischen Bemühungen nahm zudem die Erbauerin der Brücke, die Firma Drenckhahn & Sudhop in Braunschweig, auf sich. Für die mir mehrseits gewordene Unterstützung spreche ich hier meinen verbindlichen Dank aus. Bei Vorbereitung und Anstellung der Untersuchungen hat der Assistent der Herzogl. Techn. Hochschule in Braunschweig, Dipl.-Ing. M. Brunkhorst, mitgewirkt.

Die Brücke lag im Zuge der Münster-Straße bei Hamm; sie zeigte eine Oeffnung von 7,8 m und zwei Seitenöffnungen von je 6,2 m freier Spannweite. Ueber die Abmessungen siehe ferner nachstehende Angaben und die Abb. 1 und 2.

Abmessungen der Brücke an der belasteten Oeffnung.

Lichte Weite = 7,8 m, Stützweite $7,8 + 2 \cdot 0,2 = 8,2$ m, Plattenstärke = 25 cm, Quereisen nicht vorhanden. Steghöhe in der Mitte = 0,455 m, Feldbreite = 0,96 m, Flacheisen $20 \cdot 2,4$ cm. Konstruiert war die Brücke für eine Steinschlagbahn von 25 cm Stärke und Belastung durch Chausseewalze von 20 t Gewicht.

II. Berechnung der Brücke für den Gebrauchsfall.

1. Einfluß der verteilten Last für ein Feld von 0,96 m Breite; siehe Abb. 3.

a. Die verteilte Last.

Die Decke: $\dots 0,96 \cdot 0,25 \cdot 2400 = 576$ kg

Der Betonsteg, als Parabelfläche:

$$\frac{2}{3} \cdot 0,455 \cdot 0,22 \cdot 2400 = 160 \text{ kg}$$

Die Steinschlagbahn:

$$0,96 \cdot 0,25 \cdot 2200 = 528 \text{ kg}$$

$$1264 \text{ kg/lfdm.}$$

b. Das Moment M_1 der verteilten Last.

$$M_1 = \frac{pl^2}{8} = \frac{1264 \cdot 8,2 \cdot 8,2 \cdot 100}{8} = 1062390 \text{ cmkg}$$

2. Einfluß der Nutzlast.

Es wurde bei Entwurf von Gurtträger-Brücken jeweils so gerechnet, als wenn sich die Last der Vorderwalze auf 2 und die Lasten der beiden Hinterwalzen auf 3 Gurte verteilen.

Mithin erhält alsdann ein Gurt von der

$$\text{Vorderwalze } Q_1 = \frac{9,0}{2} = 4,5^t \text{ und von den}$$

$$\text{Hinterwalzen } Q_2 = \frac{2 \cdot 5,5}{3} = 3,67^t; \text{ siehe}$$

Abbildung 4 a. f. S.

Abbildung 1. Querschnitt.

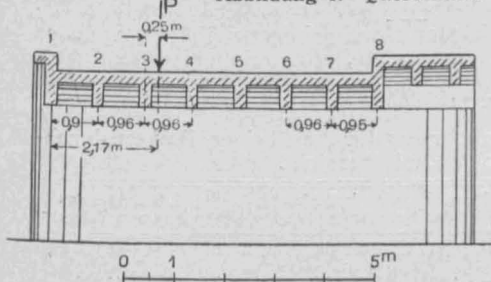


Abbildung 3. Abmessungen eines Trägerfeldes.

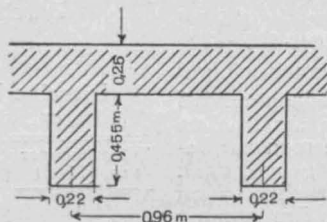
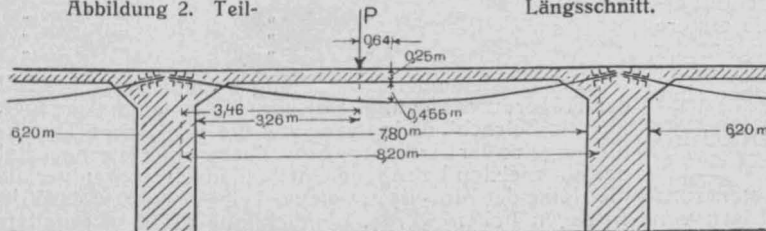


Abbildung 2. Teil-

Längsschnitt.



Die Lage des Schwerpunktes S der Lasten Q_1 und Q_2 ergibt sich aus $x = \frac{3,67 \cdot 3,5}{4,5 + 3,67} = 1,57 \text{ m}$. Der Auflagerdruck

B ist dann nach Abbildung 5: $B = \frac{8,17 \cdot 3,32 \text{ m}}{8,20 \text{ m}} = 3,31 \text{ t}$ und

das Moment der Nutzlast $M_2 = 3310 \cdot 3,32 = 1\,098\,920 \text{ cmkg}$.
Ganzes Moment: $M = M_1 + M_2 = 1\,062\,390 + 1\,098\,920$.
 $M = 2\,161\,310 \text{ cmkg}$.

Der Hebelarm der inneren Kräfte h' wurde damals von Mitte Eisengurt bis Mitte Platte reichend gerechnet; mithin etwas kleiner angenommen, als er sich bei genauer Berechnung findet. Die aufgewendeten Eisenquerschnitte hingegen ermitteln sich dabei etwas größer, als sich das bei der genaueren Berechnung ergeben haben würde. Hier findet sich so nach Abbildung 6 für die Brückenmitte: $h' = 45,5 + 12,5 - 1,2 = 56,8 \text{ cm}$ und mithin die Eisenspannung: $K = \frac{M}{h'} = \frac{2\,161\,310}{56,8} = 38\,050 \text{ kg}$.

Da das Flacheisen im Querschnitt $20 \cdot 2,4 \text{ cm}$ mißt, beträgt der Eisenquerschnitt nach Abzug von einem Nietloch: $f_e = (20 - 2) \cdot 2,4 = 43,2 \text{ qcm}$.

Die Eisenbeanspruchung σ_e ergibt sich mithin zu:

$$\sigma_e = \frac{38\,050}{43,2} = 880 \text{ kg/qcm} \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{bei Abzug eines} \\ \text{Nietlochquerschnittes} \end{array} \right.$$

$$\text{und } \sigma_e = \frac{38\,050}{48} = 793 \text{ kg/qcm} \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{im vollen Flacheisen-} \\ \text{Querschnitt.} \end{array} \right.$$

Die meisten Gurträgerbrücken sind unter Zugrundelegung einer solchen oder einer noch kleineren Eisenbeanspruchung berechnet und gebaut worden. Wo ich allein zu bestimmen hatte, wählte ich am Ort der Nietung

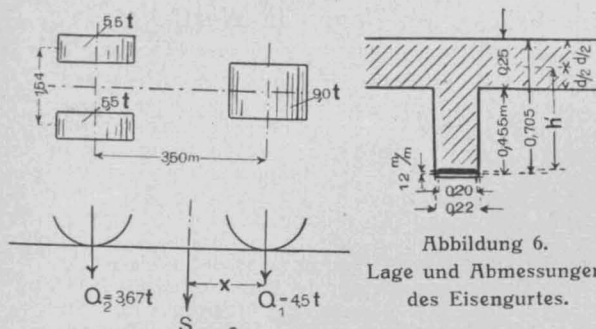


Abbildung 4. Abmessungen und Lasten der Dampfwalze.

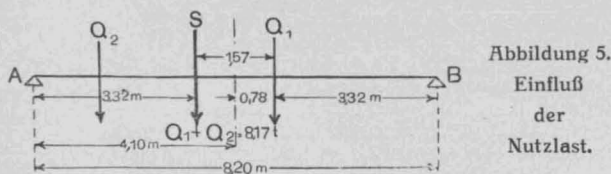


Abbildung 5. Einfluß der Nutzlast.

nach Abzug des ersten Nietloches der Querverankerung des Flacheisens am Auflager im verbleibenden Eisenquerschnitt nur $\sigma_e = 800 \text{ kg/qcm}$. Erst später nach Herausgabe der amtlichen Bestimmungen für Eisenbetonbauten sind auch die Gurträgerbrücken mit $\sigma_e = 1000 \text{ kg/qcm}$ konstruiert worden. Ohne Nietlochabzug ist für Ermittlung der erforderlichen Flacheisenquerschnitte bei Berechnung der Gurträger zuerst etwa $\sigma_e = 0,9 \cdot 800 = 720$ und später $\sigma_e = 0,9 \cdot 1000 = 900 \text{ kg/qcm}$ Eisenbeanspruchung zugrunde gelegt worden. Dabei ist aber zu beachten, daß Zuschläge zur Verkehrslast bei Berechnung dieser Brücken damals nicht gemacht worden sind. Würde man zur beweglichen Last einen Zuschlag von 50 % geben, dann stiege im vorliegenden Fall die Beanspruchung von 720 kg/qcm auf 897 kg/qcm , allerdings ohne Anrechnung eines Nietlochabzuges. Die Berechnungs-Grundlagen haben sich zwar geändert, die erlaubte Materialbeanspruchung ist erhöht, aber derselbe Eisenquerschnitt ergibt sich dennoch angenähert wie früher, da die erstere Änderung durch die Zuschläge, welche neuerdings zu der Verkehrslast gemacht werden, in ihrer Wirkung gegenüber der alten Berechnungsweise wieder fast aufgehoben sind.

III. Schätzungsweise Bestimmung der zu erwartenden Bruchlast.

Entworfen war die Brücke für ein Moment von rund $M = 2\,161\,310 \text{ cmkg}$, wobei eine Spannung im Eisen von 880 kg/qcm am Ort des Nietlochabzuges entstand. Da nun

die Zerstörung von Eisenbeton-Konstruktionen eintritt, wenn die Eisenspannung im Eisen auf etwa 3300 kg/qcm gesteigert wird, weil das Eisen sich alsdann zu stark zu dehnen beginnt, konnte hier das Bruchmoment der Brücke bei

$$M_b = M \cdot \frac{3300}{880} = 2\,161\,310 \cdot 3,75, \quad M_b = 8\,104\,900 \text{ cmkg}$$

als erreicht erwartet werden.

Die Brücke war also mit 3,75facher Sicherheit konstruiert; ihr Zusammenbruch war, von Nebenumständen abgesehen, zu erwarten, wenn jenes auf das 3,75fache gesteigerte Angriffsmoment im meistbelasteten Träger auftrat.

Zur Zeit der Probelastung befand sich die Stein-schlagbahn nicht mehr auf der Brückentafel; sie war zur Herstellung der Fahrbahn auf der neu erbauten Brücke verwendet. Die verteilte Last betrug daher nur $576 + 160 = 736 \text{ kg/lfdm}$ (siehe oben II, 1, a) und das durch sie erzeugte Moment M_1 also:

$$M_1 = \frac{pl^2}{8} = \frac{736 \cdot 8,20 \cdot 8,20}{8} = 618\,600 \text{ cmkg}.$$

Zur Erzeugung des Bruches bedurfte es daher noch der Hinzufügung eines Momentes von

$$M_n = M_b - M_1 = 8\,104\,900 - 618\,600 = 7\,486\,300 \text{ cmkg}.$$

Es war beabsichtigt, dieses durch eine Einzellast zu erzeugen, wobei wieder die bei Berechnung dieser Brücken übliche Annahme gemacht werden mußte, daß der am meisten belastete Balken nur die Hälfte einer Einzellast zu tragen bekommt, während sich die andere Hälfte über die Nachbarfelder verteilt.

Es bedurfte hiernach zur Herbeiführung des Bruches etwa einer Einzellast P , nahe der Mitte aufgebracht, deren Größe sich aus der Gleichung ermittelt:

$$\frac{P \cdot 820}{4} = 2 M_n = 2 \cdot 7\,486\,300 \text{ cmkg}$$

$$P = \frac{4 \cdot 2 \cdot 7\,486\,300}{820} = 73\,000 \text{ kg}.$$

Die tatsächlich aufgebrachte Einzellast hat später aber $P = 96\,900 \text{ kg}$ betragen. Dabei traten zwei leichte Risse in den Stegen ein, ein Zusammenbruch erfolgte jedoch auch unter dieser Last noch nicht, wie im Abschnitt V berichtet wird.

IV. Berechnete, bei der Probelastung eingetretene Material-Beanspruchungen.

Ermittlung des Belastungsmomentes M_b' .

Bei früheren Belastungsproben, an Gurträgerbrücken ausgeführt, ist die Einzellast mehrfach in der Mitte der Spannweite, in anderen Fällen in $1/4$ der Spannweite, dem bei Gewölben gefährlichen Querschnitt „der sogenannten Bruchfuge“ angebracht gewesen. Im vorliegenden Fall wurde der Belastungsort zwischen diesen beiden Punkten, in $0,64 \text{ m}$ Abstand von der Mitte der Spannweite liegend, gewählt. Siehe P Abbildung 1 und 2.

Unter der Annahme, daß die Lasten, welche von den einzelnen Balken getragen werden, sich wie deren Durchbiegungen verhalten, hat die Verteilung der Belastung über die einzelnen Gurträger, so wie nachstehend ermittelt ist, stattgefunden (siehe die Tabelle). Die Summe der Durchbiegungen betrug zum Schluß:

$$\Sigma y = -0,92 + 1,80 + 5,77 + 3,88 + 2,05 + 0,22 = 12,80 \text{ mm}.$$

Der am stärksten durchgebogene Träger, welcher $5,77 \text{ mm}$ Durchbiegung zeigte, erhielt daher:

$$P_3 = \frac{5,77}{12,8} \cdot 96\,900 = 43\,700 \text{ kg Belastung}.$$

Dieselbe Berechnung für die übrigen Balken durchgeführt, ergibt folgende Übersicht.

Trägernummer vergl. Abb. 1	Durchbiegung bei Abschluß der Belastungsprobe	Lastanteil des einzelnen Trägers
1	$y_1 = -0,92 \text{ mm}$ Durchbiegung nach oben	$P_1 = -6\,900 \text{ kg}$
2	$y_2 = 1,80 \text{ mm}$ Durchbiegung nach unten	$P_2 = 13\,600 \text{ kg}$
3	$y_3 = 5,77 \text{ mm}$ " "	$P_3 = 43\,700 \text{ kg}$
4	$y_4 = 3,88 \text{ mm}$ " "	$P_4 = 29\,400 \text{ kg}$
5	$y_5 = 2,05 \text{ mm}$ " "	$P_5 = 15\,500 \text{ kg}$
6	$y_6 = 0,22 \text{ mm}$ " "	$P_6 = 1\,600 \text{ kg}$

Bei vorstehender Berechnung kommt derjenige Teil der Trägerdurchbiegung, welchen die Eigenlast erzeugt, nicht in Betracht, da in Bezug auf die gemessene Durchbiegung nur der Einfluß der Einzellast wirkte. Hiernach hat der am meisten betroffene Gurtbalken etwas weniger als die Hälfte der Einzellast, welcher Teil $1/2 \cdot 96\,900 = 48\,450 \text{ kg}$ betragen haben würde, nämlich nur $43\,700 \text{ kg}$ erhalten. Die bei dem Entwurf und der Berechnung von Gurträger-

Brücken zugrunde gelegte, auf Erfahrung gestützte Annahme, daß bei dem Befahren der Brücke durch eine Dampfwalze der am meisten betroffene Träger von deren Vorderrad etwa nur die Hälfte der Last erhält, hat sich hier also wieder als brauchbar erwiesen. Im vorliegenden Fall war der Lastanteil sogar noch etwas kleiner, nämlich nicht 50, sondern nur 43,7%. Bei den Hinterwalzen steigt dieser Rechnungsbetrag auf 2/3 der Last einer einzelnen Walze, weil die beiden Walzen, wiewohl deren Mitten 1,54 m Abstand von einander haben, zusammen wirken.

Diese Art der Lastverteilung trifft nur zu, wenn die Betontafel im Vergleich zur Feldbreite so stark ist, wie hier, nämlich wenn ihre Stärke mindestens 1/4 der Feldteilung, von Balkenmitte zu Balkenmitte gerechnet, beträgt.

Die bei der Belastung eingetretenen Material-Beanspruchungen berechnen sich, wenn man von günstig wirkenden Nebenumständen, z. B. Gewölbewirkungen, absieht, am Ort unter der Einzellast, d. h. in 3,26 m Entfernung von der Mauerflucht oder 3,46 m vom Stützpunkt, für den am stärksten belasteten Balken, wie folgt:

1. Das Moment M' der Eigenlast für ein Feld.

Da die Schotterdecke fehlte, betrug die Eigenlast nur 736 kg/lfdm; vergl. hier II, 1a und Abbildung 7.

Moment M' der Eigenlast.

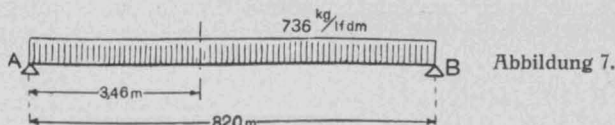


Abbildung 7.

$$M' = \left(A \cdot 3,46 - 3,46 \cdot 736 \cdot \frac{3,46}{2} \right) \cdot 100 \text{ cmkg}$$

$$A = \frac{8,20}{2} \cdot 736 = 3018 \text{ kg}$$

$$M' = \left(3018 \cdot 3,46 - 3,46 \cdot 736 \cdot \frac{3,46}{2} \right) \cdot 100$$

$$M' = 603\,700 \text{ cmkg.}$$

2. Das Moment M'' der Einzellast P ; siehe Abb. 8. $P = 43\,700 \text{ kg}$ (siehe P_3 vorstehend unter IV).

Moment M'' der Einzellast.

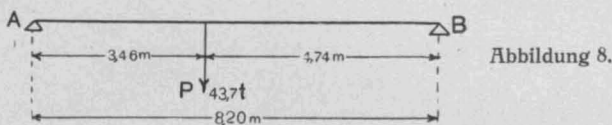


Abbildung 8.

$$M'' = A \cdot 3,46 \text{ cmkg; } A = 43\,700 \cdot \frac{4,74}{8,20} \text{ kg;}$$

$$M'' = \frac{4,74}{8,20} \cdot 43\,700 \cdot 3,46 = 8\,740\,000 \text{ cmkg.}$$

Das Gesamtmoment M_b' beträgt dann:

$$M_b' = M' + M'' = 603\,700 + 8\,740\,000 = 9\,343\,700 \text{ cmkg.}$$

Für die Ermittlung der Material-Beanspruchungen ist hier bei Anwendung der amtlichen Bestimmungen der volle Eisenquerschnitt $f_e = 20 \cdot 2,4 = 48 \text{ qcm}$ ohne Nietloch-Abzug in Rechnung zu stellen, da das an den Flacheisen-Enden befindliche Nietloch die Dehnung des Eisens auf ganzer Länge nicht beeinflusst.

$$x = \frac{n f_e}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{2 b (h - a)}{n \cdot f_e}} - 1 \right]$$

Um am Ort der Einzellast die Konstruktionshöhe h messen zu können, wurde daselbst nach Ausführung der

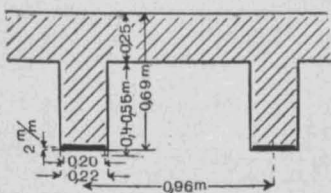


Abbildung 9. Eisengurt.

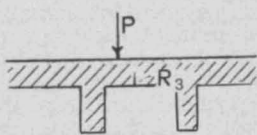


Abbildung 11.
Riß in dem von der Einzellast betroffenen Feld.

Belastung ein Loch durch die Platte geschlagen und der Putz an der Flacheisen-Unterfläche entfernt (siehe Abb. 9).

$$x = \frac{15 \cdot 48}{96} \left[\sqrt{1 + \frac{2 \cdot 96 (69 - 1,2)}{15 \cdot 48}} - 1 \right] = 25,2 \text{ cm.}$$

$$\sigma_e = \frac{M}{f_e (h - a - x/3)} = \frac{9\,343\,700}{48 \left(69 - 1,2 - \frac{25,2}{3} \right)} = 3280 \text{ kg/qcm Zug.}$$

$$\sigma_b = \frac{2 M}{b \cdot x (h - a - x/3)} = \frac{2 \cdot 9\,343\,700}{96 \cdot 25,2 \left(69 - 1,2 - \frac{25,2}{3} \right)} = 130 \text{ kg/qcm Druck.}$$

Bei diesen Beanspruchungen traten in dem Steg des Gurtträgers die Risse R_1 und R_2 auf, welche gegen das Flacheisen hin bis zu 2/3 mm Weite aufwiesen; sie setzten am Flacheisen da an, wo Querswinkel aufgenietet waren (vergl. Abbildung 10).

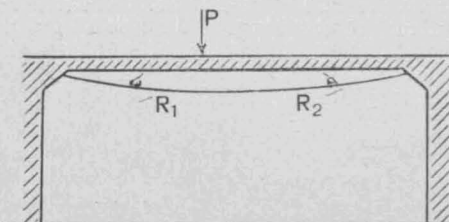


Abbildung 10.
Rißbildung
im Steg
des
Gurtträgers.

Außerdem zeigte das von der Einzellast betroffene Feld einen Riß R_3 von etwa 1 m Länge und im Meistbetrage von 1 mm Weite (siehe Abbildung 11). An seiner Oberfläche, am Ort der am stärksten auf Druck beanspruchten Faser, war der Beton ganz unverändert geblieben.

Die Probelastung mußte darauf abgebrochen werden, weil die Belastungsvorkehrung nun nicht noch mehr Erdboden trug und auch die Sicherheitsvorkehrungen, insbesondere das unter der Brücke in einem Abstande von 5 cm angebrachte Schutzgerüst, auf eine größere Belastung nicht eingerichtet waren. Die verfügbaren Geldmittel und die Zeit reichten ferner nicht aus, um den Umbau der Belastungs- und Schutzvorrichtungen vorzunehmen.

Es ist zu erwarten, daß die Brücke eine noch größere Belastung würde ausgehalten haben, da die berechneten Materialbeanspruchungen in Wirklichkeit noch nicht ganz erreicht sein werden; denn es ist in der Berechnung der Träger als frei aufliegend angenommen, während daneben doch auch in der sich gegen die Auflager hin verstärkenden Platte Gewölbepansungen hinzutreten, die mit tragend wirken. Wäre die Zugbeanspruchung im Eisen wirklich 3280 kg/qcm gewesen, dann würde die Dehnung des Eisens so groß geworden sein, daß die Durchbiegung bedeutendere Werte angenommen haben würde und der Bruch nahe bevor gestanden hätte; letzteres schien aber noch nicht der Fall zu sein.

V. Die Sicherheit der geprüften Gurtträgerbrücke.

Der meistbelastete Träger hat ein Angriffsmoment $M = 9\,343\,700 \text{ cmkg}$ ausgehalten, ohne zu Bruch zu gehen; siehe unter IV. Das größte Moment, im Gebrauchsfall allerdings in der Mitte der Spannweite eintretend, ist unter II zu nur 2\,161\,310 cmkg ermittelt. Mithin ist die Sicherheit der Brücke größer als $m = \frac{9\,343\,700}{2\,161\,310} = 4,32$ ge-

wesen, und zwar größer als etwa 4,32, weil der Zusammenbruch bei dem auf das 4,32fache gesteigerten Betrag des im Gebrauchsfall eintretenden Angriffs-Momentes, noch nicht erfolgt ist, sondern die Brücke nur einige Risse erhalten hat.

Die erste feine Rißbildung trat ein, als der Rechnungswert der Zugbeanspruchung im Eisen etwa $\sigma_e = 2300 \text{ kg/qcm}$ erreicht hatte. Die Einzellast betrug damals 66\,000 kg.

VI. Ergebnis der angestellten Untersuchungen.

1. Die Sicherheit der ausgeführten Gurtträgerbrücken.

Die Sicherheit dieser Brücken ist eine verhältnismäßig große, im vorliegenden Fall war sie eine mehr als 4 1/4 fache. Erreicht ist diese Sicherheit einmal durch die feste Verbindung der aus Flacheisen bestehenden Gurte mit dem Beton der Brückentafel durch die an den Enden quer aufgenieteten Winkeleisen, des weiteren aber durch die Art der Berechnung und die Wahl niedriger Material-Beanspruchungen im Eisengurt.

Da die Zerstörung von Eisenbetonbauten in erster Linie bei zu großer Dehnung, also bei zu großer Zugbeanspruchung des Eisens eintritt, ist letztere vorwiegend für die Sicherheit des Bauwerkes entscheidend. Bei der Gurtträgerbrücke betrug im vollen Querschnitt, wie unter II dargelegt ist, die Eisenbeanspruchung nach der damals angewendeten Berechnungsweise $\sigma_e = 793 \text{ kg/qcm}$. Dabei

ist der Hebelarm der inneren Kräfte nicht zu $h - a - x/3 = 59,4$ cm, sondern zu $h - a - d/2 = 56,8$ cm in Ansatz gebracht. Die genauere nach den amtlichen Bestimmungen durchgeführte Berechnung mit dem Werte $h - a - x/3 = 56,8$ ergibt für den Gebrauchsanfall nur $\sigma_e = 793 \frac{56,8}{59,4} = 770$ kg/qcm als Eisenbeanspruchung im vollen Querschnitt, und da nun bei $\sigma_e = 3280$ kg/qcm die Zerstörung noch nicht erfolgte, war eine größere Sicherheit als $m = \frac{3280}{770} = 4,26$ oder wieder mehr als rd. $4\frac{1}{4}$ erreicht.

Die später eingeführten Balkenbrücken, bei Zugrundelegung von Eisenbeanspruchungen bis zu 1000 und neuerdings 1200 kg/qcm, erreichen naturgemäß keine so große Sicherheit wie jene Bauten älterer Berechnungsweise. Dieses Ergebnis ist von Wert, da etwa 500 Gurträgerbrücken im Verlauf der Jahre zur Ausführung gelangt sind.

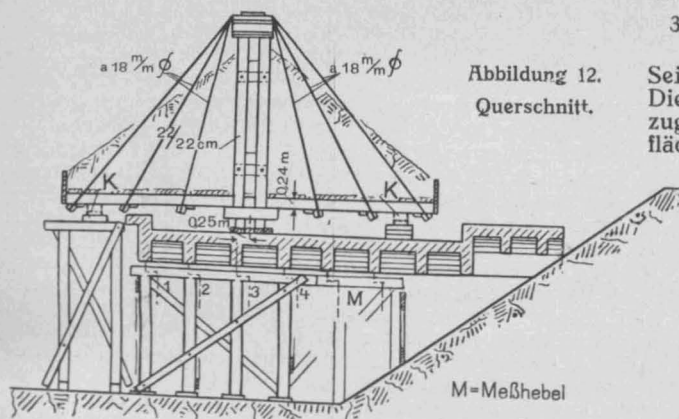
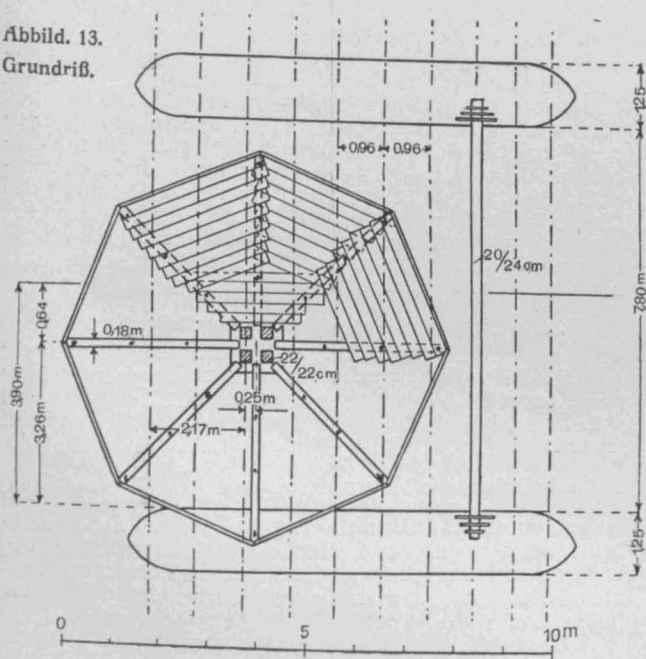


Abbildung 12.
Querschnitt.

Abbild. 13.
Grundriß.



2. Die Sicherheit der Brückentafel.

Zu Anfang der Anwendung meiner Gurträger gelangte die Brückendecke ohne Einlage von Quereisen zur Ausführung. Die belastete Brücke in Hamm ist eine derselben. Bald wurden dann aber in den unteren Teil, die Zugzone des Betons der Brückentafel, Quereisen eingelegt und zwar I-Eisen, Profil No. 8, in Entfernungen von je 1 m verwendet. Dabei ist bei den mit Dampfwalze befahrenen Brücken die Plattenstärke im Mittel zu 25 cm, in der Fahrbahnmitte zu 27, an den Seitenrändern zu 23 cm gewählt und die Feldteilung, die Entfernung von Gurtmitte zu Gurtmitte, zu 0,85 bis 1 m.

Die Brückentafel ist von mir immer nur als frei aufliegender Balken betrachtet. Die Konstruktion der Brückentafel als eingespannte Decke mit aufgebogenen Eisen an den Enden der Felder, also über den Stegen, erscheint mir hingegen von bedenklicher Art; sie beeinträchtigt die sichere Verbindung von Steg und Decke und führt leicht dazu, daß zunächst die Stege betoniert und dann erst quer dazu die Deckeneisen verlegt werden, sodaß bei Be-

tonierung der Decke der Beton der Stege schon teilweise abgebunden hat. Zudem ist bei oberer Eiseneinlage das gute Stampfen durch die Vielheit der Eisen über den Stegen beeinträchtigt. Das fällt fort, wenn nur in der unteren Zone der Brückentafel Eisen verwendet werden, auch ist nur alsdann die Lastverteilung auf mehrere Balken gesichert.

Im vorliegenden Fall war die Einzellast auf einer Verteilungsfläche von 50·60 cm angebracht, da die Stein-schlagdecke fehlte, die im Gebrauchsfall eine Verteilung der Last bewirkt hätte. Daß die Decke, trotzdem sie auf der Zugseite gerissen war, unter der großen Einzellast nicht ganz durchbrach, ist dem Umstande zuzuschreiben, daß sich Gewölbespannungen in der Decke bildeten, wodurch ein großer Teil der Platte zum Tragen mit herangezogen worden ist. Weiter wirkte der Umstand mit, daß die Last nur in 25 cm Entfernung von der Mitte eines Gurträgers angriff, sodaß das Moment der Einzellast nur $M = P \cdot 18,5$ cm betrug, während dasselbe, in der Feldmitte angreifend, $P \cdot 24$ cm, also etwa 30% mehr betragen haben würde.

3. Schutz des Flacheisens gegen Rostbildung.

Die ersten Gurträgerbrücken erhielten auf der unteren Seite des Flacheisens einfach einen Oelfarbe-Anstrich. Diese Ausführungsart hat sich am besten bewährt; sie ist zugleich die billigste. Später erfolgte ein Verputz der Unterflächen, wobei, um den Zementmörtel zu halten, Drahtge-

Ausbildung der Belastungs-Vorrichtung.

Abbildung 14a und b.
Einzelheiten
des Kopfes
der
Belastungs-
Vorrichtung
im
senkrechten
Schnitt und
im
Grundriß.

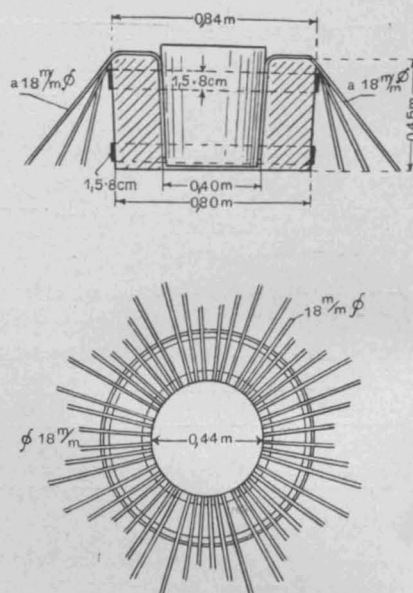
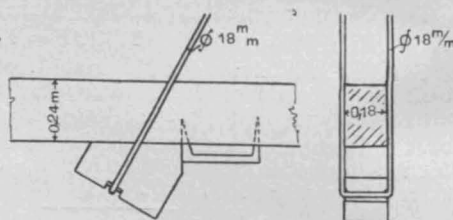


Abbildung 15.
Verankerung
der
Hänge-Eisen
an den
Kragbalken.



webe benutzt worden ist. Dort wo hinreichend starker Draht Verwendung fand und der Mörtel das Eisen wirklich erreichte, haftete der Mörtel fest an diesem. Das Eisen war dort ganz frei von Rost. Woselbst das aber nicht geglikt war, hatten sich an der Brücke Hamm Rostflecke gebildet. Es empfiehlt sich daher zum Oelfarbe-Anstrich für die Unterfläche der Gurteisen zurückzukehren.

Am dem ersten Versuchsträger, welcher auf dem Werkplatz der Firma Drenckhahn & Sudhop steht und im Februar 1894 probebelastet wurde, hat die Unterfläche der Flacheisen überhaupt keinen Schutz gegen Rostbildung erhalten. Auch dort ist nach nunmehr 21 Jahren die Rostbildung nicht bedeutend, weil die Unterfläche nicht von Regen betroffen wird.

Die Oberfläche der Flacheisen erwies sich an der Brücke in Hamm rostfrei; hier hatte der Beton die Flacheisen völlig geschützt.

4. Die Verteilung der Einzellast.

Es hat sich gezeigt, daß die Brückentafel unter den gegebenen Verhältnissen, bei welchen die Stärke der

Brückendecke etwa $\frac{1}{4}$ der Feldbreite, von Balkenmitte zu Balkenmitte gerechnet, beträgt, eine Verteilung der Last nach den Seiten weithin bewirkt. Dies geschieht derart, daß der am meisten betroffene Träger nur etwa die Hälfte der Einzellast zu tragen hat, die unmittelbar über ihm steht. Bei der Ausführung von Probelastungen ist insbesondere das auch zu beachten.

VII. Die Belastungsvorkehrung.

Es lag die Aufgabe vor, eine große Last auf einen Punkt zu bringen und das zwar unter Aufwendung nur geringer zur Verfügung stehender Geldmittel. Zudem mußten die Teile der Vorkehrung in Braunschweig zugereicht werden, sich leicht verladen und am Gebrauchsort schnell zusammenfügen lassen. Das geeignete Material war daher zumal „Holz“ und soweit Zugspannungen auftraten „Eisen“. Als Belastungsmaterial kam nur Erdboden infrage, welcher an Ort und Stelle entnommen werden konnte. Anderes Material, z. B. Ziegelsteine oder Eisen hätte mit Leihgebühr und Zu- wie Abfuhr weitaus mehr Kosten veranlaßt.

Um bei kleinem Materialaufwande die eintretenden großen Biegungs-Momente aufnehmen zu können, ist ein Hängetragwerk (siehe Abbildung 12—15) mit einer großen Konstruktionshöhe von 3,8 m gewählt worden. Die im Kreise ringsum angeordneten 8 Kragträger besitzen nur 4 m Ausladung, so daß die tragenden Eisen in steiler Lage sich befinden und tunlichst wenig Spannung erhalten; sie übertragen die Last von der Plattform, aus Kragbalken und Bohlenbelag gebildet, auf die Mittelstütze. Im Ent-

Plattform bei unregelmäßigem Aufbringen von Belastungsboden sich seitwärts neigte. Die kippende Bewegung war dann durch die Keile begrenzt. Auch konnte durch einen Ausgleich der Last das Gleichgewicht alsbald wieder hergestellt und die Plattform wagrecht eingerichtet werden, wobei die Keile wieder lose wurden.

Eine Vereinigung der vielen Rundeisen durch Schraubenverbindungen zu bewirken, erschien unpraktisch, da in der Ausführung kostspielig und bei Aufstellung zeitraubend. Insbesondere würden bei wiederholter Benutzung des Apparates nach vielleicht jahrelanger Lagerung die Schraubenverbindungen angerostet sein. Daher erfolgte die Vereinigung der Rundeisen mit der Säule oben durch Hakenbildung und unter Ausnutzung der Reibung (siehe Abbildung 14). Die Eisen wurden oben über einen aus Eichenholzteilen zusammengesetzten, innen konisch geformten Ringkörper gehakt, in dessen inneren Teil hineingeführt und da durch einen als Keil wirkenden, von oben eingetriebenen Konus gehalten. Unten legten sich die Eisen nach Art von Bügeln um Holzklötze herum, auf denen die Kragbalken ruhten (siehe Abbildung 15).

Diese Vorrichtung, welche ich entworfen hatte, bewährte sich gut; sie hat inzwischen wiederholt Verwendung gefunden, da sie sich leicht aufbauen, wieder abbauen und lagern läßt. In letzteren Jahren geschah die Wiederverwendung der Vorrichtung zur Probelastung eingerammter Pfähle.

Das Eigengewicht der Vorrichtung beträgt 6000 kg; sie hat 60,6 cm Erdboden von 1500 kg/cbm Gewicht getragen, zusammen also $P = 6000 + 60,6 \cdot 1500 = 96\,900$ kg.



Abbildungen 16 und 17. Aufnahme der Belastungs-Vorrichtung während der Probelastung.

wurf waren die 48 Stück Rundeisen je nach Größe der sie treffenden Spannkkräfte verschieden bemessen. Zur Vereinfachung ist aber bei der Ausführung die Abmessung der stärkeren Eisen mit 18 mm Durchmesser auch bei den übrigen Eisen durchgeführt. Die Mittelstütze bestand aus vier Holzständern von je 22 · 22 cm, welche sich auf eine Platte aus Eichenholz von 50 · 60 cm Größe setzten, die ihrerseits auf der Betondecke lag. Die lastverteilende Wirkung dieser Platte trat an die Stelle einer verteilenden Wirkung der, wie erwähnt, hier fehlenden, schon abgeräumten Steinbahn.

Am Rande war die Belastungs-Vorrichtung an vier Stellen durch lose liegende Keile K (in Abbildung 12 punktiert gezeichnet) unterfangen. Das geschah, da die

Die Abbildungen 16 und 17 zeigen die Vornahme der Belastung. Die Brückenansicht (Abbildung 16) ist in Höhe der Tragkonstruktion durch eine überdachte Rohrleitung verdeckt. Im Hintergrunde sieht man die neue eiserne Kanalbrücke. Rechts unter der Belastungsvorrichtung befindet sich ein Schutzgerüst, um ein Ueberkippen des auskragenden Belastungsapparates zu verhindern. Abbildung 17 gibt eine Ansicht auf die Brücke und die Belastungsvorrichtung mit der Erdlast.

Die Belastung ist am 28. März 1913 vorgenommen. Die vorausgehenden Vorbereitungen am Ort selbst dauerten zwei Tage, die Belastung selbst einen Tag und einen weiteren Tag der Abbruch sowie die Verladung des benutzten Materiales. —

Die Berechnung von Pfahlrost-Gründungen.

Von Ingenieur Max Buchwald in Königsberg i. Pr.

Das in No. 24 Jahrgang 1913 der „Mitteilungen“ angegebene Verfahren zur Berechnung von Pfahlrost-Gründungen für Stütz-Mauern mußte dort auf Roste mit gedrückten Schrägpfehlen beschränkt werden. Durch die Behandlung auch der Pfahlböcke mit Zugpfählen soll jener Aufsatz in nachstehenden Ausführungen die notwendige Ergänzung erfahren.

Es ist zunächst der einfache, in den senkrechten Rost eingeschaltete und die gesamte Horizontalkraft aufnehmende Pfahlbock zu betrachten und es wird dafür zur Ermöglichung späterer Rückschlüsse sowohl die Belastung und die Fußbreite der zu stützenden Mauer als auch die Anzahl der Pfähle und die Feldweite gleich derjenigen des früheren Beispiels gewählt. Abbildg. 1 und 2 a. f. S. stellen die Anordnung des Rostes dar; in letzterer ist zugleich die Lastverteilung, die Belastungsfläche für jeden einzelnen Pfahl und die von demselben aufzunehmende Auflast angegeben. (Die Einteilung der Grundfläche in Rechtecke erbringt ganz unwesentliche, nur durch die wachsende

Einheitsbelastung bedingte Abweichungen von der wahrscheinlichen, durch punktierte Linien angedeuteten Lastverteilung, sodaß sie der einfacheren Rechnung wegen vorzuziehen ist und unbedenklich zur Anwendung gelangen kann). Danach ergibt sich die senkrechte Belastung der Pfähle wie folgt:

$$\begin{array}{ll}
 \text{I. Reihe :} & \frac{2,06 + 1,925}{2} \cdot \frac{110 \cdot 120}{1000} = 26,30^t \\
 \text{II. „ :} & \frac{1,925 + 1,80}{2} \cdot \frac{100 \cdot 120}{1000} = 22,40^t \\
 \text{III. „ :} & \frac{1,80 + 1,725}{2} \cdot \frac{60 \cdot 120}{1000} = 12,68^t \\
 \text{IV. „ :} & \frac{1,725 + 1,65}{2} \cdot \frac{60 \cdot 120}{1000} = 12,14^t \\
 \text{V. „ :} & \frac{1,65 + 1,54}{2} \cdot \frac{90 \cdot 120}{1000} = 17,20^t \\
 & P_1 = 75,6 \cdot 1,20 = 90,72^t
 \end{array}$$

Im Kräfteplan Abbildung 3 sind diese Einzelbelastungen mit den äußeren Kräften eines Feldes zusammengesetzt; zieht man nun von *a* und *b* als von denjenigen

punkt *c*, so erhält man ohne Weiteres die Belastungen der letzteren, deren erheblicher Unterschied sich dadurch erklärt, daß für den Druckpfahl die Auflast als Zuschlag

für den Zugpfahl dagegen als Abzug in die Erscheinung treten muß. (Die Doppelkreise bezeichnen das Krafteck des Bockes). Der Punkt *d* scheidet ferner noch die Horizontalkraft H_1 in die auf die beiden Einzelpfähle entfallenden Anteile. Die vom Zugpfahl aufzunehmende Längskraft muß nun noch — entweder unmittelbar oder durch die Mauer — auf den Druckpfahl übertragen werden. Die zweite Anordnung ist, wie in Abbildung 1 dargestellt ist, bei Eisenbetonpfählen die einfachere; die erstere muß bei Holzpfählen, die sich mit dem Mauerkörper nicht gut verbinden lassen, zur Anwendung kommen. Die weitere Berechnung des Beispiels — Einheitsdrucke auf den Pfahlkopf, Eingriffslänge der Eiseneinlagen usw. — bedarf hier und im folgenden keiner Erläuterung.

Es ist aus Vorstehendem ersichtlich, daß die Zusammenstellung des einfachen Bockes mit senkrechten Pfählen auch bei mäßigen Horizontalkräften bereits starke Neigungen seiner Pfähle und eine hohe Belastung des Druckpfahles bedingt. Um die letztere zu verringern, ist es erforderlich, die Belastungsfläche des Bockes und damit seine unmittelbare Auflast möglichst klein zu halten; es wird daher auch die Anordnung desselben unter dem kleinsten senkrechten Einheitsdruck von Vorteil sein. Für den vorliegenden Fall scheint es zweckmäßiger, den Rost nach Abbildungen 4 und 5 auszubilden, also unter Verwendung von schrägen Druckpfählen den Bock nach hinten zu verlegen, durch welche Anordnung die von letzterem aufzunehmende Horizontalkraft ganz erheblich verkleinert wird. Die auf die einzelnen Pfähle entfallenden Auflasten, deren Ermittlung nicht wieder gegeben ist, sowie ihre Druck- und Zugbelastungen gehen aus dem Kräfteplan Abbildung 6 hervor.

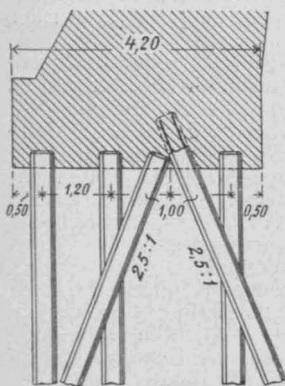


Abbildung 1. Pfahlrost mit einfachem Bock; Querschnitt.

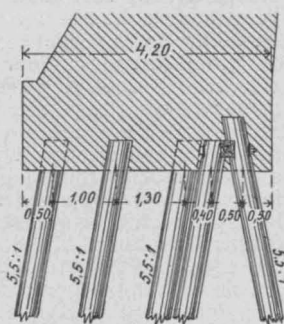


Abbildung 4. Pfahlrost mit Schrägpfählen und einfachem Bock; Querschnitt.

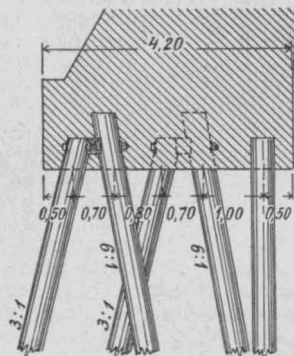


Abbildung 8. Pfahlrost mit 2 Böcken; Querschnitt.

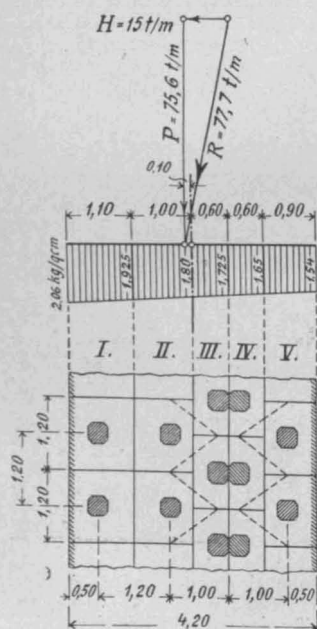


Abbildung 2. Pfahlrost mit einfachem Bock; Grundriß und Lastverteilung.

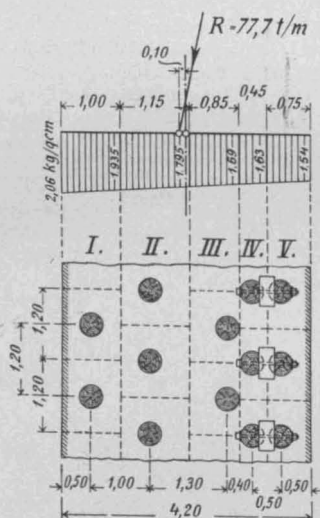


Abbildung 5. Pfahlrost mit Schrägpfählen und einfachem Bock; Grundriß und Lastverteilung.

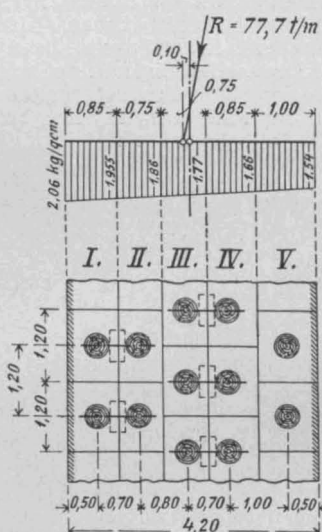


Abbildung 9. Pfahlrost mit 2 Böcken; Grundriß und Lastverteilung.

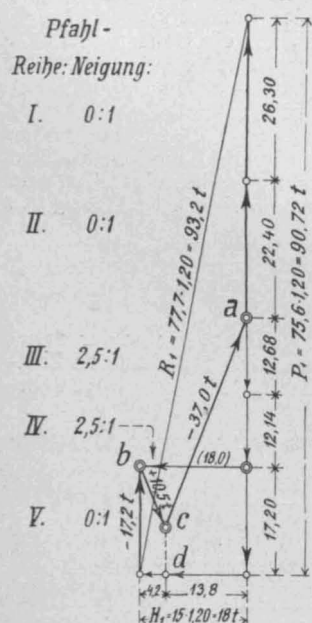


Abbildung 3. Kräfteplan zu Abbildung 1 und 2.

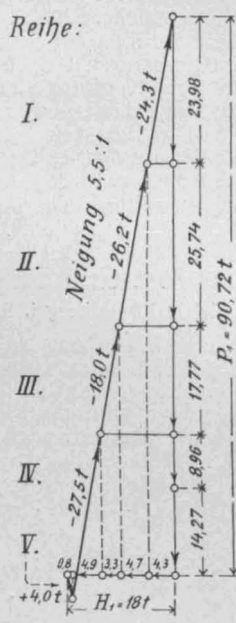


Abbildung 6. Kräfteplan zu Abbildung 4 und 5.

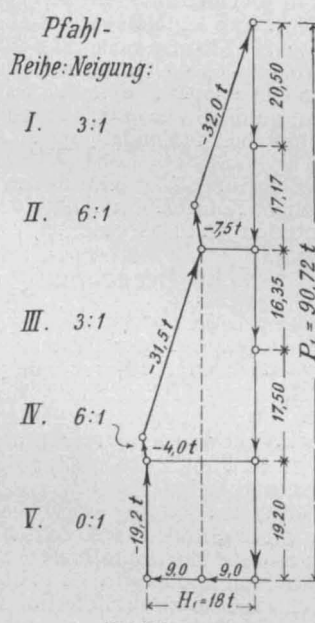


Abbildung 10. Kräfteplan zu Abbildung 8 und 9.

Punkten, die die ursprüngliche senkrechte Belastung des Bockes einschließen, Parallele zu den beliebig zu wählenden Neigungen der beiden Pfähle des Bockes bis zum Schnitt-

Die Pfahlnigungen und -Belastungen sind jetzt gleichmäßiger und halten sich in ausführbaren Grenzen. Die Belastung des Zugpfahles überschreitet in den beiden unter-

suchten Fällen nicht das zulässige Maß von $\frac{1}{2}$ bis $\frac{3}{4}$ der Tragfähigkeit eines gleichartigen Druckpfahles.

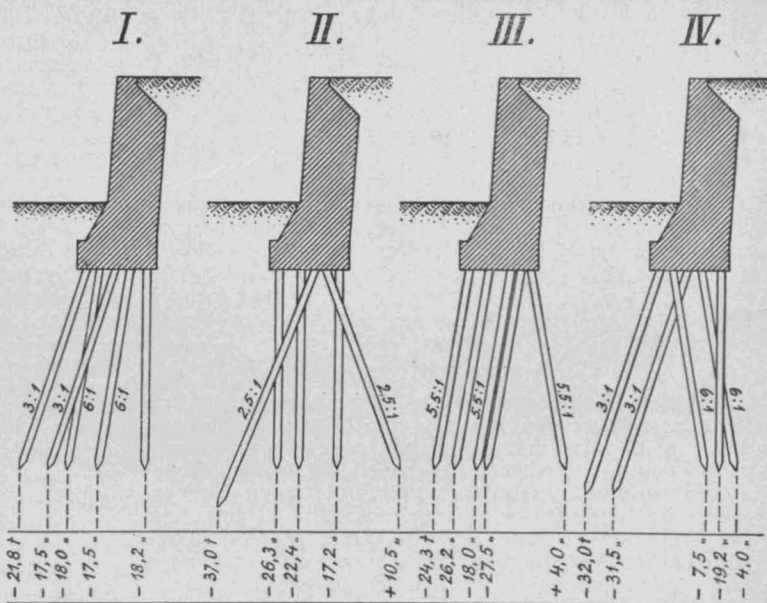
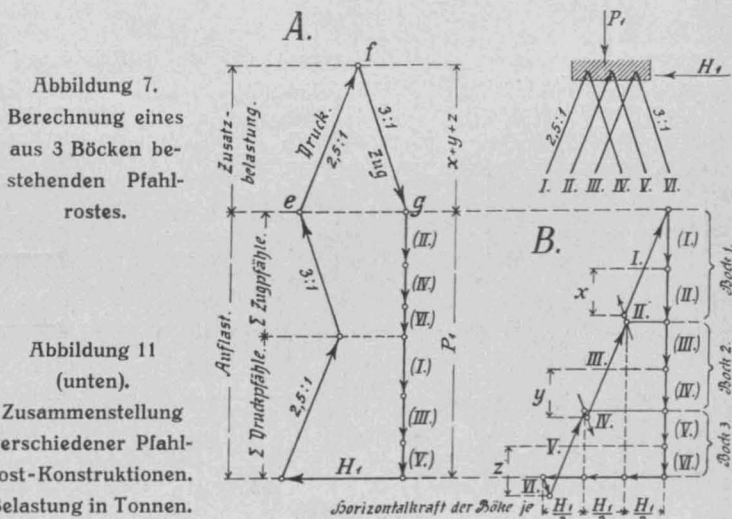
Die Berechnung mehrerer, gemeinsam wirkender Pfahlbocksysteme soll vorerst an einem allgemeinen Beispiel betrachtet werden. In Abbildung 7 ist ein aus drei Pfahlböcken, im Felde bestehender Rost skizziert und angenommen, daß die Auflast des einzelnen Pfahles nach vorn hin ansteigt. Nach Maßgabe des Kräfteplanes A seien zunächst die von der Auflast bedingten Belastungen (I.) bis (VI.) der Druck- und Zugpfähle gruppenweise aufgetragen und sodann mit H_1 und den geneigten Gegenkräften der Pfähle zusammengesetzt. Die fehlende Kraft $e-g$ des so erhaltenen Kräfteckes kann nun augenscheinlich nur durch eine Zusatzbelastung der Pfähle selbst ersetzt werden, die sich durch die Antragung ihrer Neigungen mit $e-f-g$ als eine von der Gesamtheit der Böcke aufzunehmende Zug- und Druckkraft ohne Weiteres ergibt. Wegen der Mehrheit der Systeme ist der Rost als ganzes statisch unbestimmt, dennoch kann die Verteilung der Zusatzbelastung auf die einzelnen Böcke gleichmäßig erfolgen, und zwar, weil sowohl die Länge, Neigung und der Durchmesser der einzelnen Pfahlgruppen als auch die Bodenbeschaffenheit bei allen gleich sein werden und ferner, weil durch die Nachgiebigkeit des Bodens dem Ausgleich der Kräfte noch besonders Vorschub geleistet wird. Es darf also mit Sicherheit angenommen werden, daß jeder Bock ungeachtet seiner Auflast den gleichen Anteil der Horizontalkraft aufnimmt. Die gesuchten Pfahlbelastungen können daher aus dem Kräfteplan B, der die Pfähle in richtiger Reihenfolge enthält, durch Einteilung von H_1 in die Anzahl der Systeme und durch die Vervollständigung der Kräftecke für die einzelnen Böcke mittels Antragung der Pfahleigungen erhalten werden. Dieser Plan zeigt im gewählten Falle, daß der Pfahl II noch unter geringer Druckbelastung steht und daß erst IV und VI als reine Zugpfähle zur Wirkung kommen. Die Verzeichnung des Kräfteplanes A, der hier nur zur Erläuterung gedient hat, ist in der Regel nicht erforderlich.

Wir kehren nunmehr zu unserem Beispiel zurück. Obgleich die Verwendung mehrerer Böcke bei diesem wegen des verhältnismäßig geringen Horizontalschubes eine Verbesserung nicht verspricht, so soll sie doch der Vollständigkeit halber untersucht werden. Die Abbildungen 8 und 9 zeigen die Ausbildung des Rostes mit zwei Böcken und einem hinteren Einzelpfahl, der mangels eines Gegenpfahles nur auf Druck beansprucht wird. Abbildung 10 gibt den Kräfteplan wieder, nach welchem reine Zugbeanspruchung überhaupt nicht, sondern nur eine Entlastung der nach vorn geneigten Pfähle und eine entsprechende Mehrbelastung der Druckpfähle eintritt. Die Kopfverbindung der Bockpfähle ist also nicht durchaus erforderlich und würde nur aus Sicherheitsgründen anzubringen sein.

In Abbildung 11 sind die Ergebnisse der Untersuchungen zusammen gestellt mit einem Rost aus der gleichen Anzahl von Druckpfählen (I.), der dem Beispiel der früheren Abhandlung mit geringfügigen Änderungen entspricht. Es ist aus dieser Zusammenstellung zu ersehen, daß für den zugrunde gelegten Belastungsfall allein eine Ausbildung des Rostes nach Skizze I und vielleicht noch eine solche nach III in Frage kommen kann, während II und IV

als weniger wirtschaftlich ausscheiden, da die stark belasteten Druckpfähle schwer sein müssen und tiefer zurammen sein werden, als die Pfähle der erstgenannten Anordnungen.

Das vorstehend angegebene Rechnungsverfahren ermöglicht, ohne große Mühe zu erkennen, ob eine gewählte Konstruktion von Wert oder Unwert ist (entlastete, also überflüssige Pfähle!) und gestattet, in kurzer Zeit die zweckmäßigste Anordnung zu finden. Es ist allgemein anwendbar — auch für senkrechte Zugpfähle — und auch geeignet zur Ergänzung der Untersuchung von Pfahlrosten gewöhnlicher Art, deren Kräfteplan aus irgend einem Grunde nicht zum Schluß gebracht werden kann. Gerade bei der Unsicherheit, mit der man senkrecht belasteten Bockkonstruktionen gegenübersteht und der Schwierigkeit, von vornherein ihr Kräftespiel zu über-



sehen, erscheint es geboten, sie sorgfältig zu untersuchen und stets in Vergleich zu stellen mit reinen Druckpfahlrosten. Nur auf diesem Wege wird es gelingen, die wirtschaftlichste und dennoch die vollste Sicherheit gewährende Anordnung ausfindig zu machen. —

Bestimmung des Grades der statischen Unbestimmtheit bei Rahmensystemen.

Von Ingenieur J. Svagr, i. Fa. C. H. Jerschke, G. m. b. H. in Breslau.

Bei der in letzter Zeit ziemlich stark angewachsenen Literatur der Statik biegesteifer Rahmen findet man häufig Untersuchungsmethoden zur Ermittlung des Grades der statischen Unbestimmtheit solcher Konstruktionen. Da viele dieser Verfahren für verwickeltere Fälle nicht übersichtlich genug sind, so dürfte das nachstehende Verfahren, welches diesen Uebelstand vermeiden will, manchem Leser willkommen sein. Es genügt für alle Fälle, wenn man folgende zwei Regeln beachtet:

1. Bezüglich der Auflager: a. jedes nur in einer

Richtung bewegliche Auflager (Rollenlager) gibt 1 Unbekannte; b. jedes Gelenk (Kipplager) gibt 2 Unbekannte; c. jedes eingespannte Auflager gibt 3 Unbekannte.

2. Bezüglich der Rahmenstäbe (Scheiben): Jede feste Scheibe gibt 3 Gleichungen. Der Unterschied zwischen der Zahl der Unbekannten und der Zahl der Gleichungen gibt an, wievielfach statisch unbestimmt das Rahmensystem ist.

Zu 2.: Als feste Scheibe kann jede ungeschlossene Polygonform betrachtet werden (Abbildung 1 a. f. S.).

Zu 1.: Unter Auflager sind hier nicht nur die Stützpunkte des ganzen Rahmensystems (z. B. auf die Erde

oder auf Fundamente und dergl.) verstanden, wir bezeichnen auch als Auflager diejenigen Stellen, an denen eine feste Scheibe sich auf andere stützt.

Beispiele:

1. Der Zweigelenk-Rahmen nach Abbildung 2 ist einfach statisch unbestimmt. Vorhanden sind 2 Gelenke zu je 2 Unbekannten = 4 Unbekannte. Der ganze Rahmen, als eine feste Scheibe betrachtet, liefert 3 Gleichungen. Mithin sind vorhanden: $4 - 3 = 1$ überzählige Unbekannte, d.h. das Stabwerk ist einfach statisch unbestimmt.

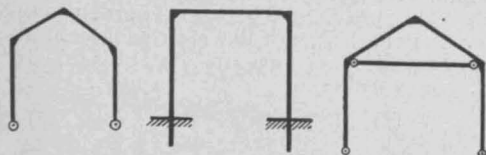


Abbildung 2.
Zweigelenk-
Bogen.

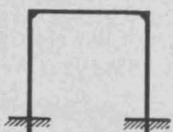


Abbildung 3.
Beiderseits
eingespannter
Rahmen.

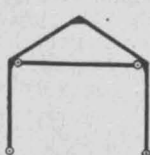


Abbildung 4.
Zweigelenk-
Rahmen mit
Zugstange.

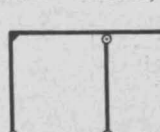


Abbildung 7.
Kontinuierlicher
Rahmen mit
Pendelstütze.



Abbildung 8.
Kontin. Rahmen mit
oben eingespannter
Mittelstütze.

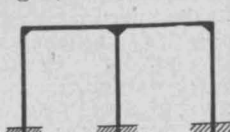


Abbildung 9.
Kontinuierlicher
Rahmen mit fest
eingesp. Stützen.

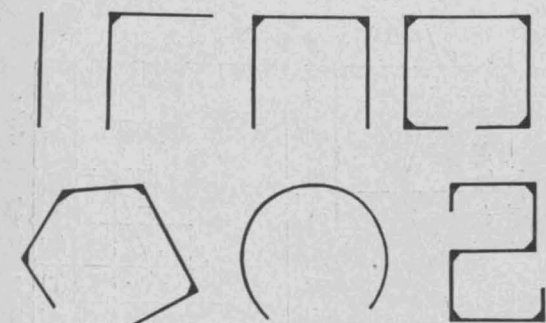


Abbildung 1. Verschiedene Formen fester Scheiben.

2. Der beiderseitig eingespannte Rahmen nach Abbildung 3 ist dreifach statisch unbestimmt. Vorhanden sind 2 eingespannte Auflager, mithin $2 \cdot 3 = 6$ Unbekannte, ferner 1 Scheibe: $1 \cdot 3 = 3$ Gleichungen, also $6 - 3 = 3$. Das System ist dreifach statisch unbestimmt.

3. Der Zweigelenk-Rahmen mit Zugstange nach Abbildung 4. Das System ist zweifach statisch unbestimmt.

Vermischtes.

Unbillige Anforderungen bei Submissionen. Durch eine Zuschrift werden wir auf eine öffentl. Submission vom 24. v. M. aufmerksam gemacht, ausgeschrieben vom kgl. Eisenbahn-Betriebsamt Osterode i. Ostpr. für 2 Wege-Überführungen in Eisenbeton. Als Unterlagen der Vergabe dienten flüchtige Skizzen einer Bogenbrücke von $2 \cdot 7,8$ m Lichtweite und einer Balkenbrücke von 3 Öffnungen ohne Maßangaben. An die Bewerber wurde folgendes Verlangen gestellt: „dem Angebot ist ein ausführlicher Entwurf mit ausführlicher statischer Berechnung sowie Werkzeichnungen, die über alle Einzelheiten Auskunft geben müssen, und ein Verzeichnis mit Einheitspreisen beizufügen, nach welchem eine etwaige Vergrößerung des Bauwerkes abgerechnet werden soll. Der Entwurf und die statische Berechnung müssen von einem für den höheren Staatsdienst geprüften Dipl.-Ing. oder Reg.-Baumeister geprüft und als richtig bescheinigt sein. Angebote, welche eine dieser Bedingungen nicht erfüllen, sind ungültig.“

Mit Recht beschwerte sich der Einsender über eine derartige Ausnutzung der Unternehmer, noch dazu in der jetzigen schwierigen Zeit, wo es überall an Kräften fehlt. Ob aber seine Anschauung, daß es Ehrenpflicht der Unternehmer sei, sich an solchen Submissionen nicht zu beteiligen, durch den Ausfall der Vergabe bekräftigt worden ist, müssen wir leider bezweifeln. —

Verstärkung einer alten eisernen Straßenbrücke durch Umhüllung mit Eisenbeton. Neuerdings sind mehrfach alte Eisenbrücken, die für die gesteigerten Lasten, oder wegen mangelhaften Zustandes nicht mehr ausreichende Tragkraft besaßen, durch Umhüllung aller Konstruktionsteile mit Eisenbeton vor weiterem Verfall geschützt und

4 Gelenke: $4 \cdot 2 = 8$ Unbekannte, 2 Scheiben: $2 \cdot 3 = 6$ Gleichungen, $8 - 6 = 2$.

4. Der Stockwerkrahmen (Abbildung 5). Das System ist neunfach statisch unbestimmt. Das System können wir zerlegen in 3 einfache Rahmen mit eingespannten Stützen (Abbildung 6). Jedes System für sich ist dreifach statisch unbestimmt, alle zusammen neunfach.

5. Der kontinuierliche Rahmen mit einer Pendelstütze (Abbildung 7). Das System ist zweifach statisch unbestimmt, denn es gibt 4 Gelenke: $4 \cdot 2 = 8$ Unbekannte, 2 Scheiben: $2 \cdot 3 = 6$ Gleichungen, $8 - 6 = 2$.

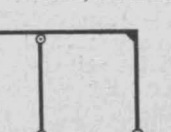


Abbildung 5.
Stockwerk-
Rahmen.



Abbildung 6.
Zerlegung
zu Abbild. 5.



Abbildung 10.
Doppelter Stockwerk-
Rahmen.

6. Der kontinuierliche Rahmen mit oben eingespannten Mittelstütze (Abbildung 8). Das System ist dreifach statisch unbestimmt. 3 Gelenke: $3 \cdot 2 = 6$ Unbekannte, 1 Scheibe: $1 \cdot 3 = 3$ Gleichungen, $6 - 3 = 3$.

7. Der kontinuierliche Rahmen mit fest eingespannten Stützen (Abbildung 9). Das System ist sechsfach statisch unbestimmt. 3 eingespannte Auflager: $3 \cdot 3 = 9$ Unbekannte, 1 Scheibe: $1 \cdot 3 = 3$ Gleichungen, $9 - 3 = 6$.

8. Der doppelte Stockwerk-Rahmen (Abbildung 10). Das System ist 18fach statisch unbestimmt, denn es besteht aus drei sechsfach statisch unbestimmten Systemen von der Form des unter 7 (Abb. 9) behandelten Rahmens. —

für stärkere Lasten tragfähig gemacht worden. Ein Beispiel mit erschwerter Ausführung bildet die Brücke über den Kymi bei Kuusankoski in Finnland, deren Hauptträger Parabelträger von 29,5 m Stützweite mit schlaffen Gegendiagonalen bildeten. (Vergl. „Zeitschrift für Betonbau“ Jahrg. 1914, No. 12). Gurte und Vertikalen, sowie die Querträger sind mit Eisenbeton umhüllt und über letztere ist eine Eisenbetonplatte gestreckt worden. Gegendiagonalen und Windverband wurden bei der steifen Konstruktion fortgelassen. Ein Bürgersteig ist außen auf Eisenbetonplatten vorgekragt, sodaß für die beschotterte Fahrbahn jetzt 3,47 m Breite verbleiben. Die Brücke, die zu einer Papierfabrik führt, kann jetzt mit 10 t schwerer Lokomotive und daran hängenden 5 t Wagen, umgeben von 400 kg/qm Menschengedränge, belastet werden, während sie vorher nur 490 kg/qm trug. Der starken Strömung halber war die Anordnung von Gerüsten nicht möglich. Um die Konstruktion bei Aufbringung der Betonlasten, die das Eigengewicht fast verdoppeln, nicht schädlich zu beanspruchen, wurden zunächst die Verstärkungsseisen eingebaut und namentlich diejenigen des Untergurtes so angespannt, daß sie mit trugen. Dann wurden zunächst der Obergurt nebst den Untergurt-Enden einbetoniert, dann erst der Untergurt, noch später die Füllstäbe, Querträger und Fahrbahn, sodaß also die alte Konstruktion immer nur einen Teil der neuen Last allein zu tragen hatte. Betonmischung 1 : 2 1/2 mit wenig Schotterzuschlag. Die Arbeiten wurden Ende 1914 ausgeführt. —

Inhalt: Prüfung der Tragfähigkeit einer Gurtträgerbrücke bei Hamm in Westfalen. — Die Berechnung von Pfahlrost-Gründungen. — Bestimmung des Grades der statischen Unbestimmtheit bei Rahmensystemen. — Vermischtes. —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin.
Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselen in Berlin.
Buchdruckerei Gustav Schenck Nachflg. P. M. Weber in Berlin.

DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

XII. JAHRGANG 1915.

№ 11.

Der Bismarckturm bei Leipzig.

Von Dipl.-Ing. Em. Haimovici, Obering. und Prok. der Firma Max Pommer, Eisenbetonbau in Leipzig.

Hierzu die Abbildungen S. 84 und 85.



er den Beschauer durch einfache, aber wuchtige Flächenformen fesselnde, wie aus einem gewaltigen Steinblock scheinbar herausgemeißelte Turm, dessen Gesamterscheinung Abbildung 1 zeigt, ist, wie eine nähere Betrachtung erkennen läßt, keineswegs aus kostbaren oder fremden Bausteinen erbaut, sondern aus dem der Umgebung entnommenen Sand und Kies, welcher in zweckmäßiger Weise mit Zement und Wasser vermengt zu Beton verarbeitet wurde. Letzterer wurde in Verschalungsformen, welche die inneren und äußeren Umrisse des Turmes begrenzten, zwischen die, in den darin gebildeten Hohlräumen aufgestellten, für die Standsicherheit notwendigen starren

Rundeisen - Gerippe eingebracht und festgestampft, so daß der Turm in dem neuzeitlichen, wetterbeständigen, unbedingt feuersicheren, jeglichen Belastungen und Beanspruchungen standhaltenden Verbundstoff „Eisenbeton“ errichtet ist.

Die Ansichtsflächen des Turmes wurden zugleich mit den Betonierungsarbeiten mit einer besonderen Beton-Vorsatzmasse aus fein gesiebttem Naunhofer Sand oder aus einer künstlichen Muschelkalkstein-Mischung (letzte nur für die Innen-Ornamente, die Freitreppe und das Portal) versehen und nach Entfernung der Verschalungsformen bezw. nach genügender Erhärtung des Betons steinmetzmäßig bearbeitet.

Der Turm, dessen Gesamtaufbau und Lage aus Abbildung 1, dem Plan, Abb. 2 a. f. S.

und dem senkrechten Schnitt, Abb. 3, S. 84, hervorgeht, besteht aus drei aufeinander stehenden, nach oben sich verjüngenden Turmschäften:

Der Unterschaft, der zum Teil in den Berg hineinragt, ist von quadratischer Grundrißform von 11,4 m äußerer Seitenlänge und 10,2 m Höhe, von der Oberfläche des gewachsenen Bodens bis zur Hügeloberfläche gemessen. (Vgl. Abbildung 3, Grundriß Abbild. 4, und die Schnitte Abbild. 5—8, S. 84 u. 85).

Der Mittelschaft ist ebenfalls von quadratischer Grundrißform, jedoch mit stark abgerundeten Ecken, er weist 8,7 m äußere Seitenlänge und 12,45 m Höhe auf. (Vgl. Abbildung 3 und Grundriß Abbildung 9).

Der Oberschaft verjüngt sich auf 5,7 m äußere Seitenlänge, mit ebenfalls stark abgerundeten Ecken und besitzt eine Höhe von 8,1 m bis zur Oberkante der diesen bekrönenden, gußeisernen, 2 m im Durch-

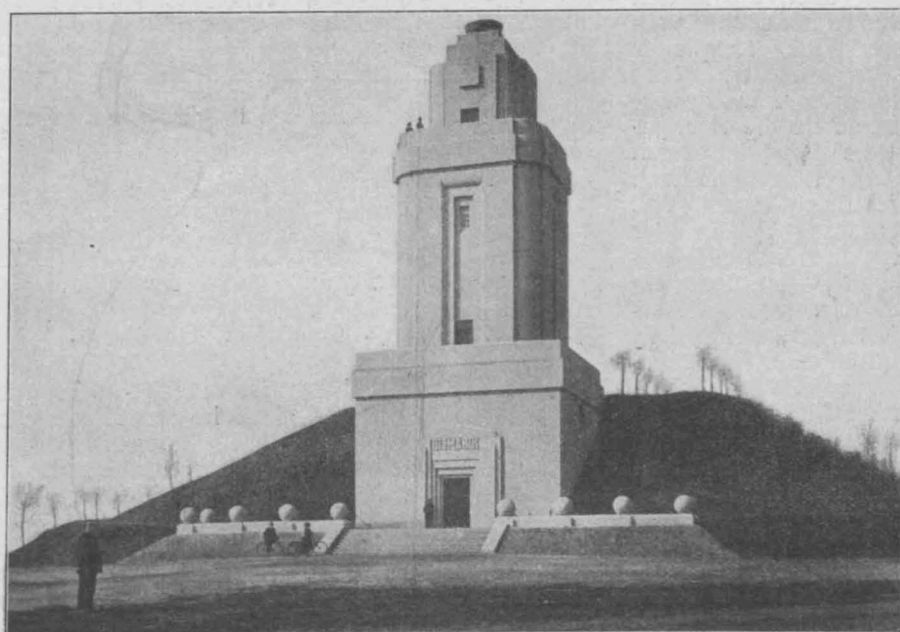


Abbildung 1. Gesamtbild des vollendeten Turmes.

messer großen Feuerschale. Der ganze Turm ist hiernach 30,75 m hoch. (Vgl. Abbildung 3 und Grundriß Abbildung 10, S. 85).

Von besonderem Interesse ist die Gründung des Turmes, die, entgegen der sonst bei ähnlichen Bauwerken üblichen durchgehenden Plattendrängung, in Einzelgründungen der die Gedächtnishalle tragenden 8 Pfeiler aufgelöst wurde. (Vgl. Abbildungen 9 und 10 und Gründungsplan Abbildung 11, S. 85).

Vor dem Turmeingang ist, wie der Lageplan Abbildung 2 zeigt, ein 5 m breiter und etwa 30 m langer Vorplatz, der nach dem Turm führenden Straßenbreite entsprechend, angeordnet. Der Vorplatz liegt 1,45 m über der Straßenoberfläche. Dieser Höhenunterschied wird durch eine 7,65 m breite Freitreppe mit 8 Stufen überwunden. Links und rechts der Freitreppe wird der Vorplatz, wie Abbildung 1 zeigt, durch eine in Vorsatzmaterial hergestellte Brüstung zwischen 10 Postamenten begrenzt, die von zehn, 1 m im Durchmesser großen Kugeln bekrönt sind.

Im Unterschafft befindet sich die im Lichten 7,4 m im Geviert messende und 8,75 m i. L. hohe Ehren- und Gedächtnishalle (Abbildung 12), in welcher die 1,3 m hohe bronzene Bismarckbüste auf einem 2 m hohen marmornen Postament aufgestellt ist. Die Umfassungen der Ehrenhalle werden von 8 kräftigen Eisenbetonwandpfeilern begrenzt, die den Mittelschafft tragen. Zwischen diesen Pfeilern sind 20 cm starke Eisenbetonwände angeordnet, die in den vier Hallenecken vorspringende Eckpfeiler bilden, zwischen welche wiederum vier Gurtbögen, sowie die flachgewölbte Kuppeldecke sich spannen, die Halle nach oben abschließend. (Vgl. Abbildung 7). In der Mitte der oberen Wölbdecke ist ein 2,7 m im Geviert messendes Oberlichtfenster, welches in bunt bemalter Kunstverglasung das Symbol des Eisernen Kreuzes und das Kreuz Christi vereinigt. *)

Die etwa 10 cm starke Wölbdecke und die Gurtbögen sind an die eigentliche Eisenbetondecke des Unterschafftes, die zugleich den Fußboden des Mittel-

schaftes und des ersten Rundganges in Höhe der Hügeloberfläche bildet, angehängt; sie sind demnach nur scheinbar tragend.

Die Eckpfeiler sind in etwa 4,1 m Höhe vom Hallenfußboden von vier je 75 cm hohen Löwenköpfen nebst Wappen der Stadt Leipzig bekrönt, zwischen welchen Simsgliederungen an den Umfassungen entlang geführt sind. Die hintere halbkreisförmige Nischenwand um die Bismarckbüste wird oberhalb

derselben von einer reich verzierten Muschel bekrönt, ebenso ist die hintere Stirnwand im Anschluß an die Muschel und fluchtrecht mit den an diese anstoßenden Wandpfeilern stehend, von einfach profilierten Kassettensfeldern nebst Rosetten geschmückt. Alle diese Bekrönungen sind zugleich mit den Betonierungsarbeiten in Negativ-Gips-Modellen in der anfangs erwähnten Vorsatzmasse hergestellt und die Ansichtsflächen nach Abschlagen des Gipses steinmetzmäßig bearbeitet.

Der Fußboden der Gedächtnishalle besteht aus halbgeschliffenen Solnhofener Platten, die in Zement-Mörtel auf einer vorher hergestellten Eisenbeton-Platte verlegt sind.

Die Wand- und Wölbflächen sind in Zementmörtel geputzt und mit Zementmilch gestrichen. Die Wandflächen sollen später zur Aufnahme von Gedenktafeln für die im Kriege gefallenen Helden, die in der Amtshauptmannschaft Leipzig ansässig waren, dienen.

In dem zwischen den 65 cm starken Umfassungen der Gedächtnishalle und 35 cm starken äußeren Umfassungen des eigentlichen Unterschafftes entstandenen 1 m breiten Luftzwischenraum sind gleich hinter dem durch Profilierungen gezielten, ebenfalls in Vorsatzbeton hergestellten Portal die nach dem Mittelschafft bzw. nach dem ersten Rundgang und zur Hügeloberfläche führenden Treppenaufgänge angeordnet, und zwar

ist rechts eine Treppe zum Aufgang und links eine solche zum Abgang, bestehend aus vier Läufen mit je 13 Stufen (Abbildung 8) und dazwischen liegenden Ruhepodesten in Eisenbeton hergestellt. Die Belichtung der Treppen findet statt: einerseits unmittelbar durch die in den äußeren Umfassungen angeordneten Fenster, darunter zwei 1,5 m im Durchmesser große achteckige Fenster, welche ebenso wie das die Halle abschließende Oberlicht in bunt bemalter Kunstverglasung ausgeführt, das eine das Wappen Bismarcks und das andere das Reichswappen darstellen, anderseits mittelbar durch das Oberlicht der Gedächtnis-

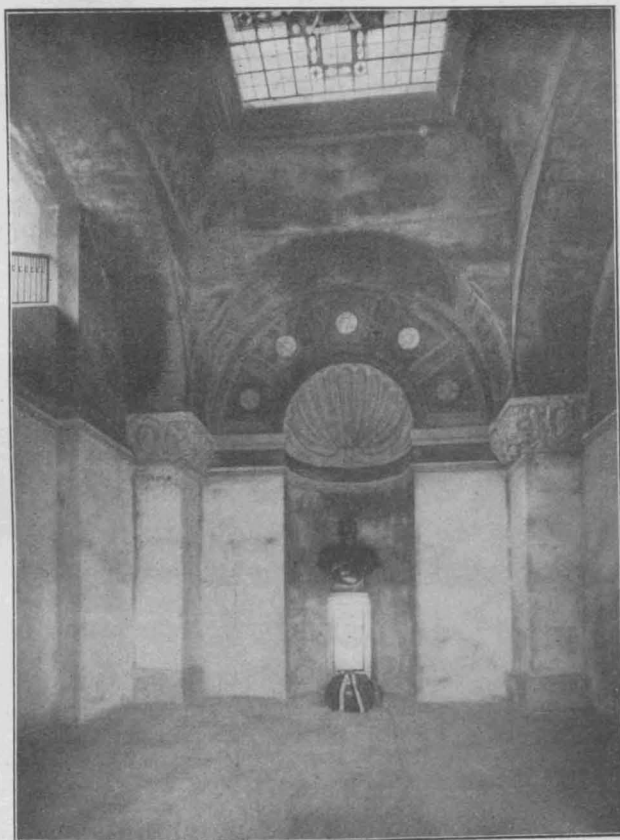


Abbildung 12. Blick in die Gedächtnishalle.

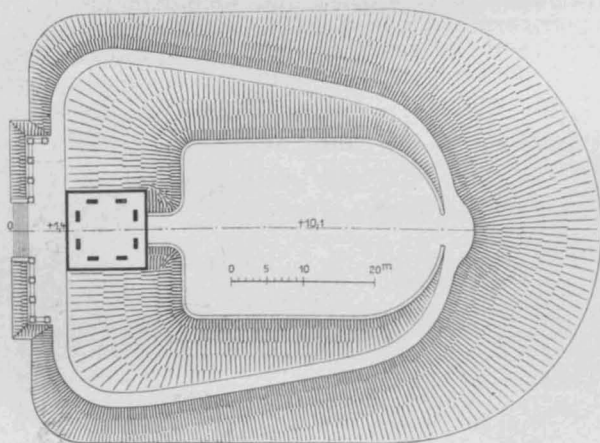


Abbildung 2. Grundriß des Turm-Hügels.

*) Bezüglich der geschichtlichen Entstehung des Bismarck-Turmes, der Platzfrage für das Denkmal, des Wettbewerbes zur Erlangung eines geeigneten Entwurfes, ferner der an der Ausschmückung des Turmes mit hochherzigen Stiftungen und Gaben beteiligten Herren, sowie der Grundsteinlegung und der Weihefeier sei auf die vom Ausschuß zur Errichtung eines Bismarck-Turmes bei Leipzig herausgegebene Schrift „Der Bismarckturm“ besonders hingewiesen.

Halle und die in deren Umfassung zweckmäßig angeordneten, von schmiedeisernen Gittern abgeschlossenen Durchbrechungen.

Die Haupteingangstür, ebenso wie alle übrigen Türen der oberen Schäfte, sind in bestem Eichenholz als zweiflügelige Türen mit schmiedeisernen Beschlägen hergestellt, sie sollen später unter Umständen noch mit Messing oder Bronze beschlagen werden.

Der erste 1 m breite Rundgang oberhalb des Unterschaftes wird von einer 1 m hohen und 20 cm starken Eisenbeton-Brüstung begrenzt.

Der Mittelschaft mit seinen 65 cm starken Umfassungspfählen bzw. 30 cm starken Wandungen weist keinerlei besondere Innenarchitektur auf. Die Wände sind einfach geschlemmt und geweißt. Die Belichtung des Raumes findet durch die oberen und unteren Seitenfenster, sowie durch die Türoberlichter statt. Zur Besteigung des Turmes nach dem zweiten Rundgang dient die aus den Umfassungen herausragende 1 m breite Eisenbeton-Freitreppe, welche aus 6 Läufen mit 5 Ruhepodesten und zusammen 72 Steigungen besteht. Von besonderem Interesse ist der oberste Lauf, der im Turm freihängend, von einer Wand zur gegenüber liegenden spannend, konstruiert ist. (Vergl. Abbildung 3 a. f. S.).

Den Abschluß des Mittelschaftes bildet eine Eisenbetondecke mit vier sich kreuzenden Balken (Grundriß Abbildung 9), auf welchen die Umfassungen des Oberschaftes ruhen. Diese Decke dient zugleich als Fußboden des Oberschaftes und des zweiten 1 m breiten Rundganges, der ebenso wie der erste Rundgang von einer 1 m hohen und 20 cm starken Eisenbeton-Brüstung begrenzt ist.

Der Oberschaft mit seinen nur 25 cm starken Umfassungen ist innen und außen ebenso einfach behandelt wie der Mittelschaft. Zur Besteigung der obersten Plattform dient eine an der Wand gelenkartig befestigte, mit Handgriff versehene, schräg einzustellende schmiedeiserne Schiebeleiter von 5,35 m Höhe, von da ab führen 5 an der Wandaußenseite befestigte Steigeisen zu der anfangs erwähnten Feuerschale.*) (Vergl. Abbildung 3 und 10.)

Die Entwässerung des Turmes erfolgt durch an den Umfassungen einbetonierte Tonröhren, die in die künftigen Schleusen einmünden.

*) Zur Erzielung eines wirkungsvollen Leuchtfeuers werden besonders hergestellte Feuertöpfe mit ringförmigem Querschnitt verwendet, die in die Feuerschale dicht neben einander gestellt werden. Die zur Füllung benutzte Flüssigkeit besteht aus einer benzinhaltigen Pechmischung.

Bezüglich der Standsicherheit des Turmes ist zu bemerken, daß dieser bei Berücksichtigung der ungünstigsten Belastungsannahmen durch Wind und Erddruck unter alleiniger Hinzuziehung des Turm-Eigengewichtes eine zweifache Sicherheit gegen Kippen aufweist.

Für die wagrechten vom Winddruck mit 125 kg/qm bzw. vom Erddruck mit 1600 kg/cbm und für die lotrechten vom Eigengewicht mit 2400 kg/cbm bzw. vom Menschengedrange mit 450 kg/qm herrührenden Belastungen sind die Umfassungen, Decken, Balken, Pfeiler und Treppen den statischen Anforderungen und amtlichen Bestimmungen entsprechend (rahmenartig oder kontinuierlich ausgebildete Wand- oder Deckenplatten und kreuzweise spannende Decken und Unterzüge) bemessen und mit den aus den Abbildungen ersichtlichen Rundeisen-Einlagen versehen.

Hierbei wurde der im Mischungsverhältnis 1 : 5 hergestellte Beton mit einer Biegungs- oder Druckspannung bis zu 40 kg/qcm und das Eisen mit einer Zugspannung bis zu 1200 kg/qcm oder einer Druckspannung bis zu 600 kg/qcm in Anspruch genommen. Der Erdboden wird ungünstigsten Falles mit 3 kg/qcm gepreßt.

Die gesamten Bauarbeiten des Turmes einschl. der unter äußerst ungünstigen Regenverhältnissen zu bewältigenden Erdmassen und schwierigen Absteifungen des Hügels vor Einbau des Turmes, sowie einschl. des Auf- und Abtragens der Erdmassen zur Herstellung der links und rechts vom Turm nach der Hügeloberfläche führenden Wege nahmen seit der Grundsteinlegung am 1. April 1914 die Dauer von rd. 200 Arbeitstagen in Anspruch. Mit dem Tage der Einweihung des Turmes am 1. April 1915 ist derselbe in Schutz und Pflege des Rates der Stadt Leipzig gegeben worden.

Die gesamte Ausführung bis zur schlüsselfertigen Uebergabe lag in Händen der Firma Max Pommer, Eisenbetonbau, in Leipzig.

Zum Schluß sei erwähnt, daß die äußere Architektur dem seinerzeit preisgekrönten Entwurf des Hrn. Arch. Hermann Kunze in Leipzig entstammt. Um die übrige Ausgestaltung des Turmes, insbesondere der Gedächtnishalle, des Vorplatzes und der gärtnerischen Anlagen des angeschütteten Hügels haben sich das Hochbauamt der Stadt Leipzig unter Leitung des Hrn. Ob.-Brt.s Scharenberg und unter Mitwirkung des Hrn. Stadtbrt. Bischoff sowie Hr. Gartendirektor Hampel ehrenvolle Verdienste erworben. —

Neues Verfahren zur raschen Ermittlung der Abmessungen und Eiseneinlagen von Gewölbefugen.

Von Dr.-Ing. R. Färber, Obergeringieur der Firma Buchheim & Heister in Frankfurt a. M.

Die Beanspruchung einer Gewölbefuge setzt sich zusammen aus der Wirkung eines zentrischen Druckes und eines Biegemomentes. Da nun der verhältnismäßige Anteil dieser beiden Faktoren von Fall zu Fall wechselt, so ist es besonders notwendig, die inneren Spannungen unter Voraussetzungen zu berechnen, welche sich mit der Wirklichkeit genügend genau decken. Die erste grundlegende Annahme ist die, daß Gewölbefugen nach wie vor der Beanspruchung eben bleiben. Diese Annahme findet man in meinem Buch „Dreigelenkbogenbrücken“ S. 16 als zutreffend nachgewiesen. Die elastische Bewegung eines Gewölbequerschnittes kann demnach (da die Querkräfte nicht von Belang sind) lediglich in einer Drehung um eine innerhalb oder außerhalb gelegene Achse bestehen. In dieser Achse selbst findet keine Formänderung, mithin auch keine Spannung statt; die Formänderung in den übrigen Querschnittsteilen wächst im Verhältnis ihrer Entfernung von der Drehachse (Neutralachse). Die größte Formänderung, mithin auch die größte Beanspruchung, ergibt sich im Bruchrand des Querschnittes; damit ist aber nicht gesagt, daß die Beanspruchung von der Neutralachse aus linear wächst. Man kann nur soviel mit Sicherheit absehen, daß die Spannungsverteilung in einer Gewölbefuge nach einer Linie erfolgen muß, welche

stetig von dem in der Neutralachse gelegenen Nullpunkt bis zu dem im Bruchrand gelegenen Maximalpunkt verläuft.

Einen sehr guten Anhaltspunkt bezüglich der Gestalt dieser Linie liefern Versuche mittels der von mir konstruierten Reformprüfmaschine (Patent Buchheim u. Heister). Eingehende Beschreibungen dieser Maschine zum Prüfen der Betonfestigkeit an Balken sind an anderer Stelle veröffentlicht worden¹⁾; hier soll jedoch eine neuere Einrichtung der Reformprüfmaschine angegeben werden, welche es u. a. ermöglicht, indirekt ein deutliches Bild von der Beschaffenheit des Spannungsdiagrammes im gebogenen Balken zu bekommen. Bekanntlich wird die Beanspruchung in dem Probekörper durch Anspannung der Zugstange der Reformprüfmaschine mittels des mit Links- und Rechtsgewinde versehenen Handrades hervorgerufen. Eine bestimmte Drehung des letzteren erzeugt eine bestimmte Verkürzung, und diese Verkürzung der Zugstange ist, wenn man die Maschine selbst zunächst als vollkommen starr an-

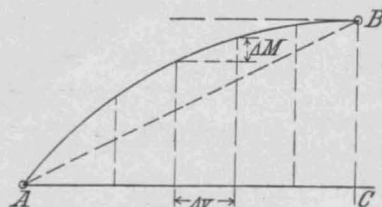


Abbildung 1. Spannungsdiagramm des gebogenen Balkens von Neutralachse bis Bruchrand.

¹⁾ Eine kurze Darstellung durch den Verfasser findet sich auch in den „Mitteilungen“ Jahrg. 1912, S. 133.

Architectural floor plan of a building with a semi-circular apse. The plan shows a central hall (A) with a semi-circular apse (B) at the top. The hall has a width of 25 cm (A. alle 25 cm) and a length of 35.70. The apse has a diameter of 25 cm (d=25) and a radius of 12.5 cm. The hall is divided into three sections by two transverse walls. The first section has a width of 20.35 and a length of 4.52. The second section has a width of 18.30 and a length of 4.52. The third section has a width of 20.35 and a length of 4.52. The hall is surrounded by a corridor (C) with a width of 0.65. The apse is surrounded by a semi-circular wall (B) with a thickness of 0.65. The plan includes various dimensions and labels for walls, doors, and windows.

[illegible][illegible]

84

Tatsächlich sind nun die gemachten 2 Voraussetzungen nicht ganz erfüllt. Zunächst rührt die Teilverkürzung Δv , welche einem Intervall bei der Weiterdrehung des Handrades entspricht, nicht allein vom Beton her, sondern auch von der Eigendurchbiegung der Reformprüfmaschine. Letzterer Anteil ist, wie unmittelbare Messungen ergeben, proportional dem Momentenzuwachs. Mit anderen Worten: Man müßte jedes Intervall Δv der Abszissenachse um ein dem entsprechenden Momentenzuwachs ΔM proportionales Maß verkleinern, um die neue, richtige Abszissenteilung zu erhalten. Da nun ΔM vom Nullpunkt an stetig abnimmt, so folgt, daß die Kurve AB ohne wesentliche Veränderung ihres Charakters in der Abszissenachse zusammengeschoben, und dabei namentlich in der Nähe des Nullpunktes rascher nach unten abgebogen werden müßte. Ferner ist die Spannung nicht proportional dem Biegemoment, sondern wächst etwas langsamer. Dies hat zur Folge, daß die Ordinaten der Linie AB anfänglich schwächer, gegen B zu stärker verkürzt werden müssen. Da nun schon die unmittelbar gemessene Kurve AB stets in B eine wagrechte Tangente aufweist, so wird die wirkliche Spannungskurve umso mehr in B wagrecht tangieren, dann eine längere Strecke nahe der Tangente verlaufen, um schließlich steil nach dem Nullpunkt A abzufallen. Wenn man nun, wie das zurzeit üblich ist, das so beschaffene Spannungsdiagramm gewaltsam durch die gerade Linie $A-B$ ersetzt, so kann man unmöglich einigermaßen zutreffende Ergebnisse erhalten. Das ist aber bei exzentrisch gedrückten Querschnitten, wie Eingangs ausgeführt, nicht zulässig. Andererseits kann man natürlich nicht in jedem Einzelfall erst Untersuchungen über die genaue Form der Spannungskurve anstellen; man muß gleichbleibende, zudem die rechnerische Behandlung nicht allzusehr erschwerende Annahmen machen. Da es sich nun stets bestätigt, daß das Spannungsdiagramm beim Eintritt der Bruchlast in B eine wagrechte Tangente besitzt, so liegt es sehr nahe, dasselbe durch eine Parabel zu ersetzen, deren Scheitel bei B , also in der gedrückten Kante liegt, und welche durch A , also durch die Neutralachse geht. Es leuchtet ohne Weiteres ein, daß man damit der Wirklichkeit bedeutend näher kommt, als durch die willkürliche Annahme einer linearen Spannungsverteilung, und daß man doch zu fast ebenso

12. Juni 1915.

[illegible][illegible]

The technical drawing consists of two parts: a plan view (top) and an elevation view (bottom).

Elevation View:

- Shows the vertical profile of the drainage system.
- Dimensions include: ± 1.45 , 11.4 , 0.05 , 0.15 , ± 0 , 0.45 , 0.95 .
- A scale bar at the bottom indicates distances of 0, 1, 3, and 5 meters.

Plan View:

- Shows the horizontal layout of the drainage system.
- Dimensions include: 3.0 , 4.0 , 3.0 , 1.0 , 6.4 , 2.2 , 3.0 , 2.7 , 2.5 , 2.0 , 3.0 , 3.3 , 2.7 , 0.85 , 0.8 , 0.55 , 0.85 , 0.8 , 0.55 .
- A diagonal line indicates the slope of the drainage pipe, labeled "Entwässerungsrinne d=10cm" and "Gerölle 1 1/2 : 100".

85

einfachen Formeln gelangen muß. Auch zeigt schon eine flüchtige Ueberlegung, daß kleine Abänderungen im jeweiligen genauen Verlauf des Spannungsdiagrammes keinen großen Einfluß auf die Randspannung haben können, wenn man nur den gesamten Charakter dieses Diagrammes nicht gewaltsam verändert.⁹⁾

Für die weitere Untersuchung setzt man zweckmäßig die Lage der Neutralachse zunächst als gegeben voraus, und kommt damit sofort dazu, zwei Fälle zu unterscheiden. (Abbildung 2.)

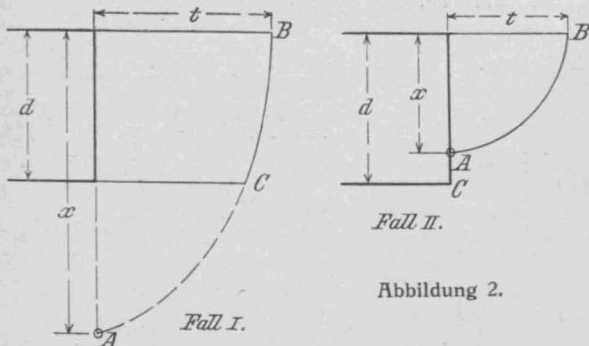


Abbildung 2.

Im Fall I liegt die Neutralachse außerhalb des Gewölbequerschnittes; die Folge ist, daß der gesamte Gewölbequerschnitt unter Druck steht; natürlich kommt nur der Teil CB des Druckdiagrammes zur Wirkung. Im Fall II dagegen liegt die Neutralachse innerhalb des Gewölbequerschnittes; die Druckverteilung erfolgt nach der Linie AB . Die Querschnittsteile AC würden Zugspannungen erhalten, welche man aber im Gewölbebau nicht berücksichtigt, weil ihre Wirksamkeit unsicher ist. In beiden Fällen bezeichnen wir die größte Spannung im Querschnitt mit t , die Stärke des Querschnittes mit d und die Entfernung der Neutralachse A von dem am stärksten gedrückten Rand (Bruchrand) mit x . Durch d , t und x ist offenbar das Spannungsdiagramm CB oder AB eindeutig bestimmt, mithin auch die Normalkraft N und das Biegemoment M , welchen dieses Spannungsdiagramm das Gleichgewicht halten muß. Daher muß sich aus N , M und t auch d und x ableiten lassen, wobei aber x nur als Hilfswert dient; denn das, worauf es eigentlich ankommt, ist lediglich die erforderliche Fugenstärke d , welche zu gegebener Normalkraft N , Moment M und Randspannung t gehört.

Bei anderer Gelegenheit⁴⁾ habe ich für die Bestimmung der Abmessungen folgenden Weg angegeben: Man berechnet zuerst den Abstand der äußersten Druckmittelpunkte:

$$(1) \dots \dots \dots e = 2 \cdot \frac{M}{N},$$

sodann die gedachte Fugenstärke d_g , welche nötig wäre, wenn die Normalkraft N durch den Fugenmittelpunkt gehen, also kein Biegemoment auftreten würde, d. h.

$$(2) \dots \dots \dots d_g = \frac{N}{t}$$

(t = zulässige größte Pressung des Gewölbes).

Schließlich bildet man den Zahlenwert

$$(3) \dots \dots \dots \delta = \frac{e}{d_g},$$

und erhält die Fugenstärke aus

$$(4) \dots \dots \dots d = d_g \cdot \delta',$$

wo δ' eine von δ abhängige Zahl bedeutet. Dieser Weg gestattet eine vollkommene Verallgemeinerung; er paßt nicht nur ebensogut für die Fälle I und II, sondern auch dann, wenn Eiseneinlagen im Gewölbe vorkommen. Dabei ist zu beachten, daß die Momente in richtig konstruierten und nach dem Gewölbeexpansionsverfahren behandelten Gewölben doppeltes Vorzeichen führen. Sie treten in gleicher absoluter Größe ebensoleicht links- wie rechtsdrehend auf; es kann also ebensogut der obere wie der untere Gewölberand Bruchrand werden, und daraus folgt,

⁹⁾ Es wäre dringend zu wünschen, daß die schon von Ritter empfohlene, durch die Reformprüfmaschine jetzt jederzeit deutlich nachweisbare parabolische Spannungsverteilung auch beim gebogenen Balken allgemein eingeführt würde. Die Rechnung wird nicht nennenswert komplizierter und die Spannungsergebnisse fallen soviel niedriger aus, daß der Unterschied zwischen Druck- und Biegezugfestigkeit ziemlich verschwindet, und damit auch die Notwendigkeit, für Säulen und Balken verschiedene Sicherheitsfaktoren einführen zu müssen. Bei Gewölben, welche eine Mischung von Säule und Balken darstellen, würden sich durch diesen doppelten Sicherheitsfaktor erhebliche Unzuträglichkeiten ergeben, weshalb eine Verbesserung hier zweckmäßiger, ja notwendigerweise einsetzen muß.

⁴⁾ Vergl. Färber, Dreigelenkbogenbrücken, S. 23.

daß, wenn überhaupt Eiseneinlagen nötig oder zweckmäßig sind, der gleiche Eisenquerschnitt an der oberen wie an der unteren Leibung erforderlich wird. Bögen, welche diese Forderung nicht erfüllen, gehören nicht mehr dem reinen Gewölbebau an, sondern sind mehr oder weniger verkappte Rahmenkonstruktionen. (Hierher gehören z. B. Konstruktionen mit herabgezogenen Kämpfergelenken, welche die Eiseneinlagen in Rippen über dem eigentlichen Gewölbe unterbringen u. a.)

Nebenstehende Abbildung 3 zeigt die Spannungsverteilung im armierten Querschnitt für den Fall, daß die Neutralachse außerhalb des Querschnitts in A liegt. Die Fugenbreite senkrecht zur Zeichenebene wird = 1 angenommen.

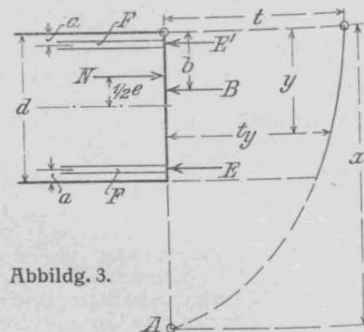


Abbildung 3.

Es ist die Druckkraft der oberen Eiseneinlage

$$(5) \dots \dots \dots E' = t \cdot \frac{x-a}{x} \cdot n \cdot F$$

und diejenige der unteren Eiseneinlage

$$(6) \dots \dots \dots E = t \cdot \frac{x-d+a}{x} \cdot n \cdot F$$

Setzt man nun

$$(7) \dots \dots \frac{x}{d} = \xi, \quad (8) \dots \dots \frac{a}{d} = \alpha, \quad (9) \dots \dots \frac{n \cdot F}{d} = \mu,$$

so wird:

$$(10) \dots \dots \dots E' + E = t \cdot d \cdot \frac{2\xi - 1}{\xi} \cdot \mu.$$

Ferner ist, da die Betondruckkraft durch eine Parabel ersetzt wird, die Betondruckkraft

$$(11) \dots \dots B = t \int_{y=0}^{y=d} \left(1 - \frac{y^2}{x^2}\right) dy = t \cdot d \left(1 - \frac{1}{3\xi^2}\right),$$

Der Abstand der Betondruckkraft vom oberen Rand ergibt sich zu

$$(12) \dots \dots \dots b = \frac{d}{2} \cdot \frac{6\xi^2 - 3}{6\xi^2 - 2} = d \cdot \xi'.$$

Da nun die Summe der inneren Kräfte gleich dem angreifenden Normaldruck N sein muß, so ergibt sich folgende Bedingungs-gleichung:

$$(13) \dots \dots \dots N = t \cdot d \left(1 - \frac{1}{3\xi^2}\right) + t \cdot d \cdot \frac{2\xi - 1}{\xi} \cdot \mu.$$

Da $\frac{N}{t} = dg$ (vergl. 2) und $\frac{dg}{d} = \frac{1}{\delta}$, (vergl. 4), so folgt durch Division von (13) mit $t \cdot d$

$$(14) \dots \dots \frac{1}{\delta} = 1 - \frac{1}{3\xi^2} + \mu \cdot \frac{2\xi - 1}{\xi} = \frac{\xi^2 - 1}{\xi^2} + 2\mu \cdot \frac{\xi - 1}{\xi}.$$

Eine weitere Gleichung ergibt sich aus der statischen Notwendigkeit, daß die Mittellkraft aller inneren Kräfte in demselben Punkt angreifen muß, wie die äußere Kraft. Mit anderen Worten: Das Moment von B , E und E' um den Angriffspunkt von N muß = 0 sein. Man erhält also:

$$(15) \dots \dots \left[t \cdot d \left(1 - \frac{1}{3\xi^2}\right) \left(\frac{d}{2} - \frac{e}{2} - d \cdot \xi'\right) - t \cdot \frac{\xi - 1 + \alpha}{\xi} \cdot \mu d \cdot \left(\frac{d}{2} + \frac{e}{2} - \alpha\right) + t \cdot \frac{\xi - \alpha}{\xi} \cdot \mu d \left(\frac{d}{2} - \frac{e}{2} - \alpha\right) \right] = 0.$$

Dividiert man diese Gleichung mit dem Faktor $t d^2$ und beachtet, daß

$$(16) \dots \dots \frac{e}{d} = \frac{e}{d_g} \cdot \frac{d_g}{d} = \frac{\delta}{\delta'}$$

ist, so erhält man nach entsprechenden algebraischen Umwandlungen unter Berücksichtigung von Gleichung 8 und 14.

$$(17) \dots \dots -\frac{1}{2} \frac{\delta}{\delta'^2} + \frac{1}{2} \frac{\delta}{\delta'} - \frac{\xi^2 - 1}{\xi^2} \cdot \xi' + \frac{-\xi + 1 + 2\alpha^2 - 2\alpha}{\xi} \cdot \mu = 0.$$

Zur weiteren Vereinfachung muß man für α einen passenden Zahlenwert einsetzen. Es empfiehlt sich, α nicht zu klein zu wählen, da beim Stampfen leicht Verschiebungen eintreten können, welche zur Folge haben, daß

die Eisen u. U. weiter vom Rand abrücken, als man auf dem Papier vorgesehen hat. Wir wählen $\alpha = 0,1$. Dann ergibt sich unter Berücksichtigung von Gleichung 12

$$(18) \dots \delta = \delta' - \delta'^2 \left[\frac{\xi^2 - \frac{1}{2}}{\xi^2} + 2\mu \cdot \frac{\xi - 0,82}{\xi} \right].$$

Die Gleichungen (14) und (18) geben die Lösung des gestellten Problems für alle beliebigen Armierungen und Druckexzentrizitäten, solange alle Querschnittsteile voll unter Druck stehen, oder auch, solange $\xi > 1$ bleibt. Rückt aber die Neutralachse in den Querschnitt selbst, so entsteht die in Abb. 4, hierneben, angedeutete Spannungsverteilung. Für diese können ganz entsprechende Gleichungen aufgestellt werden, die hier im Einzelnen nicht abgeleitet werden sollen. Es ergibt sich analog (14) und (18)

$$(19) \dots \dots \dots \frac{1}{\delta'} = \frac{2}{3} \xi + 2\mu \frac{\xi - \frac{1}{2}}{\xi},$$

$$(20) \dots \dots \delta = \delta' - \delta'^2 \left[\frac{1}{2} \xi^2 + 2\mu \frac{\xi - 0,82}{\xi} \right].$$

Wie leicht ersichtlich, gehen die Gleichungen (14) und (18) bzw. (19) und (20), wie es sein muß, mit $\xi = 1$ in einander über.

Durch zahlenmäßige Ausrechnung der entwickelten Gleichungen 14, 18, 19 und 20 erhält man die graphische Tabelle Abbildung 5. Jede Kurve entspricht dem an ihrem oberen Endpunkt angeschriebenen μ -Wert (siehe Gleich. 9). Die Abszissen geben die δ -Werte, die Ordinaten die zugehörigen δ' -Werte. Zu jedem δ -Wert (siehe Gleich. 1, 2 u. 3) findet man damit bei gegebenem ideellem, d. h. auf Beton umgerechneten Eisenquerschnitt μ (in Bruchteilen des Gewölbequerschnittes ausgedrückt und an jeder Gewölbeileitung, also doppelt einzulegen), den entsprechenden δ' -Wert, mithin die erforderliche Gewölbestärke nach Gleichung 4, oder aber — und das ist die Regel — bei gegebener Gewölbestärke, mithin nach Gleichung 4 gegebenem δ' , erhält man die erforderliche ideelle Eiseneinlage μ , und damit den wirklichen Eisenquerschnitt nach Gl. (9).

Bei der Berechnung des Letzteren wird gewöhnlich $n = 15$ gesetzt; selbstverständlich gestattet aber die Tabelle die Anwendung jedes beliebigen n -Wertes. Grundsätzlich wird wohl allgemein davon ausgegangen, daß die Ziffer n das Verhältnis der Elastizitätsmoduln von Eisen zu Beton im Bruchzustand darstellen solle. Die Konstruktionen selbst werden mit rd. $2\frac{1}{2}$ -facher Sicherheit berechnet, d. h. sie dürfen sich erst bei $2\frac{1}{2}$ -facher Steigerung der angreifenden Kräfte (hier M und N) im Zustand beginnender Zerstörung befinden. Dieser Grundsatz muß ebensogut für den Beton, wie für das Eisen gelten. Nur hat man sich beim Beton bisher gesagt: Dieselben günstigen Bedingungen, wie sie im Laboratorium vorliegen, sind am Bau nicht immer mit Sicherheit vorhanden; die im Laboratorium mit den vorgesehenen Materialien im vorgesehenen Mischungsverhältnis erreichte Festigkeit stellt nur einen oberen Grenzwert dar, der selbst erst durch einen Sicherheitsfaktor dividiert werden muß, um die mit Sicherheit überall mindestens vorhandene Festigkeit im Bau zu bekommen. Diesen zweiten Sicherheitsfaktor wählt man wieder gleich $2\frac{1}{2}$; hat man also im Laboratorium 250 kg/qcm erreichbare Höchstfestigkeit ermittelt, so rechnet man mit $250 : 2\frac{1}{2} = 100$ kg/qcm mindestens vorhandener Festigkeit des Betons im Bau, und läßt deshalb $100 : 2\frac{1}{2} = 40$ kg/qcm rechnerische Spannung zu. Wenn nun im Bruchrand B (Abbildung 2) die Bruchspannung 100 kg/qcm beginnt, so wird das in der Nähe gelegene Eisen möglicherweise mit dem 15fachen Betrag beansprucht sein, also mit 1500 kg/qcm. Allein nunmehr beginnt der Beton erheblich sich zu verkürzen, ohne daß seine Randspannung noch nennenswert steigt, wie jeder Versuch mit der Reformprüfmaschine zeigt. Infolgedessen steigert sich die Spannung der Druckeisen-Einlage solange, bis ihre Quetschgrenze erreicht ist, und erst jetzt geben Beton und Eisen

gemeinsam nach. Mit anderen Worten: Beton und Eisen tragen — scheinbar jedes für sich — bis zum Bruch, mithin ist die Ziffer n gleich Eisenfestigkeit geteilt durch Betonfestigkeit, oder da man die zulässigen Spannungen als gleiche Bruchteile der vorausgesetzten Festigkeiten ansehen muß, so ergibt sich:

$$(21) \dots n = \frac{\text{zulässige Eisenspannung für Druck}}{\text{zulässige Betonspannung}}.$$

Gewöhnlich macht man keinen Unterschied zwischen der zulässigen Eisenspannung auf Druck und derjenigen auf Zug. Nun kommt aber durch das Schwinden des Betons, wie Prof. v. Bach nachgewiesen hat, eine erhebliche Anfangsdruckspannung in die Eisenstäbe, welche eine Entlastung des gezogenen, dagegen eine Belastung des gedrückten Eisens zur Folge hat. Rechnet man nur $\frac{1}{10}$ mm auf 1 m sichere Zusammendrückung der Eisenstäbe durch den Schwindvorgang, so bedeutet das 215 kg/qcm Anfangs-Druckspannung. Die Streckgrenze des gewöhnlichen Eisens beträgt etwa 2300 kg/qcm; man dürfte also auf Zug $(2300 + 215) : 2,5 = \sim 1000$ kg/qcm, auf Druck aber nur $(2300 - 215) : 2,5 = \sim 800$ kg/qcm zulassen. Im Fall I, Abbildung 2 kommt natürlich die Beanspruchung der unteren Eiseneinlage nicht in Betracht; dieselbe muß lediglich

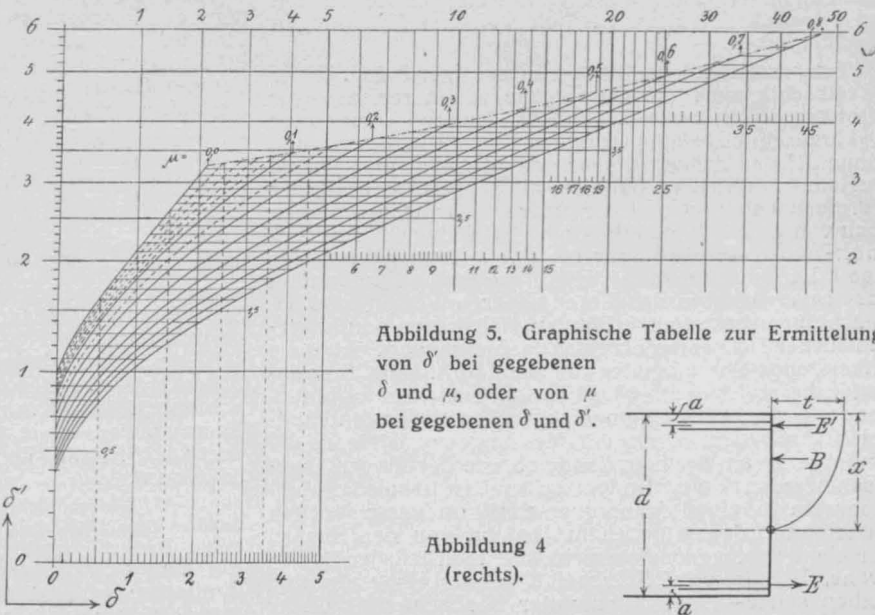


Abbildung 5. Graphische Tabelle zur Ermittlung von δ' bei gegebenen δ und μ , oder von μ bei gegebenen δ und δ' .

Abbildung 4 (rechts).

wegen der möglichen Umkehrung des Momentes vorhanden sein. Dagegen erhält im Fall II die dem Bruchrand abgekehrte Eiseneinlage Zugspannung, und zwar umsomehr, je höher die Neutralachse rückt. Geht die Neutralachse durch die Mitte des Querschnittes, so werden die Beanspruchungen der Zug- und Druckeinlage gleich. Gleichung (19) ergibt, daß in diesem Fall $\delta' = 3$ wird, unabhängig von δ und μ . Wollte man also die Zugspannung höchstens gleich der Druckspannung des Eisens zulassen, so dürfte man in der graphischen Tabelle Abbildung 5 nur Werte von δ' verwenden, die kleiner als 3 sind. Darf aber die Zugspannung das 1000 : 800-fache der Druckspannung des Eisens erreichen, so erhält man die höchste zulässige Lage der Neutralachse (mit $\alpha : d = 0,1$) aus

$$(22) \dots \frac{x - a}{d - x - a} = \frac{800}{1000} \text{ zu } \frac{x}{d} = \xi_{\min} = 0,46.$$

Dieser Wert entspricht der gewählten oberen Begrenzung der graphischen Tabelle Abbildung 5. Bleibt man innerhalb dieser Begrenzung, d. h. ersetzt man nötigenfalls δ' = Werten, welche über die Begrenzung fallen, durch entsprechend kleinere, die auf der Grenze liegen, so ist man sicher, daß eine Ueberschreitung der Eisenzugspannung bei den nach der Tabelle berechneten Gewölbeformen nie vorkommen kann, während die zulässige Druckspannung des Betons gerade ausgenutzt wird.

Dasselbe gilt vom Druckeisen, vorausgesetzt, daß man von dem als richtig nachgewiesenen Grundsatz, $n = 800 : t$ zu wählen, Gebrauch macht. Es ist das übrigens dasselbe Prinzip, welches Emperger bei seiner Verbindung von Gußeisen und Beton gebraucht, und durch den Versuch als richtig erwiesen hat, nämlich, daß die Zerstörung des Ganzen erst eintritt, wenn jedes der verbundenen Materialien seine ihm eigene Festigkeit voll ent-

wickelt hat. Beim Gußeisen wird überdies die Festigkeit dadurch erheblich gesteigert, daß es durch den umgebenden Beton nebst Umschnürung am Ausweichen gehindert wird. Freilich kann das Gußeisen nicht auch als Zugseisen auftreten; infolgedessen müßte man, sobald $\xi < 1$ werden kann, eine besondere Flußeisen-Zugelinge vorsehen. Da das nur in beschränktem Maße vorteilhaft sein kann, so kommt das Gußeisen vorwiegend dann in Frage, wenn es sich um große Normalkräfte und kleine Biegemomente

handelt, sodaß nur wenig Zug auftritt. Die dabei entstehende stärkere Verkürzung des Bogens kann durch das Gewölbeexpansionsverfahren unschädlich gemacht werden.

Das mitgeteilte Verfahren soll zum Schluß noch an einem Beispiel erläutert werden, welches zugleich auch im Zusammenhang die Anwendung der in No. 1 und 5 der „Mitteilungen“ gebrachten Hilfsmittel für das Entwerfen von Bögen zeigt. —

(Schluß folgt.)

Vermischtes.

Die Neubesetzung der Stelle des Leiters des kgl. Material-Prüfungsamtes in Berlin-Lichterfelde, die durch den Tod des Geh. Reg.-Rats Prof. Dr. Ing. Martens im Juli v. J. frei geworden war, hat nunmehr kürzlich stattgefunden. Zum leitenden Direktor ist der bisherige stellvertretende Direktor und Vorsteher der Abteilung für Metallprüfung Geh. Reg.-Rat Prof. M. Rudeloff ernannt worden, der auch als Dozent für das Materialprüfungswesen in der Abteilung für Bauingenieurwesen an der Technischen Hochschule zu Charlottenburg tätig ist. Für den „Deutschen Ausschuss für Eisenbeton“ hat Rudeloff die umfangreichen Versuche mit verschiedenen Bauteilen im Eisenbeton, namentlich mit Eisenbetonsäulen, ferner Haftfestigkeitsversuche an Stäben und Balken usw. geleitet, die im Material-Prüfungsamt in Lichterfelde bisher zur Ausführung gekommen sind und über die wir bereits wiederholt in unseren Mitteilungen berichtet haben. —

Temperatur-Schwankungen im massigen Beton. Ueber die tatsächlichen Temperaturen, die im Inneren massiger Betonkörper unter dem Einfluß der äußeren Temperatur in kürzeren oder längeren Zeitabschnitten entstehen können, liegen bisher nur sehr wenige Daten vor, während die Kenntnis dieser Verhältnisse hinsichtlich der Frage der Wärmeausdehnung und der inneren Wärmespannungen doch von großer Wichtigkeit ist. Beim Bau des Arrow-rock-Staudammes, der bei Boise, Idaho, durch die staatl. Landeskultur-Behörde (United States Reclamation Service) errichtet wird, hat man daher, um bezügliche Beobachtungen anstellen zu können, gleich beim Bau in verschiedener Tiefe hinter der Stirn der Staumauer elektrische Widerstands-Thermometer eingebaut, d. h. Metallthermometer, bei welchen einer bestimmten Temperatur-Änderung ein Wechsel in dem elektrischen Widerstand entspricht, sodaß also aus der Messung des letzteren die Temperatur an der betreffenden Stelle der Mauer abgelesen werden kann. Im ganzen wurden 10 solcher Meß-Apparate in einen Mauerquerschnitt in verschiedenen Höhen und in verschiedenem Abstand von den Stirnen eingelegt, davon der letzte nicht weit unterhalb der Mauerkrone. Die unteren 9 Stück sind bereits eingesetzt und stehen seit 3—19 Monaten unter Beobachtung. Ueber diese Beobachtungen berichten in dem Aprilheft 1915 der Mitteilungen der „American Society of Civil Engineers“ (Bd. XLI, No. 4) der Konstruktions-Ingenieur der Mauer Charles H. Paul und sein erster Assistent A. B. Mayhew.

Die trapezförmige Staumauer besitzt 96 m Höhe über Fundamentsohle und rd. 75 m Stauhöhe, eine Kronenbreite von rd. 5,5 m und eine Sohlenbreite von etwa 60 m und ist im Grundriß nach einem Halbmesser von rd. 200 m (in Kronenhöhe gemessen) gekrümmt. Der größere Teil des Mauerwerkes besteht aus einem Beton, der sich im Verhältnis 1:2,5:5:2,75 aus Sand-Zement, Flußsand, Flußkies und Fluß-Geschiebe zusammensetzt. Der Sand-Zement besteht aus einem Gemisch von 55% Portland-Zement und 45% zerkleinertem Granit, nach Gewichts-Verhältnissen gemischt und in der Rohrmühle zusammen fein gemahlen, eine Mischung, wie sie bei Bauten dieser Art in Amerika zur Verbilligung der großen Mörtelmassen vielfach mit bestem Erfolge angewendet wird. Die Herstellung des Mischzementes erfolgt dabei stets auf der Baustelle selbst. Der Beton für die Herstellung der Mauerstirnen ist in einer Dicke, die mit der Tiefe unter dem Stauspiegel wächst, in fetterer Mischung hergestellt, vielfach im Verhältnis 1:2:4:2,5, wobei der Sand-Zement seinerseits im Verhältnis von 76 zu 24% gemischt ist.

Da die Mauer bis zu der großen Tiefe von 27,5 m unter Flußsohle bis in den Fels hinab geführt werden mußte, so wurde mit Rücksicht auf die bei Hochwasser entstehenden Gefahren zunächst nur an der Oberstromseite der Mauer der Fluß bis etwa zur halben Mauerbreite ausgehoben und betoniert. Nachdem dieser erste Abschnitt vom 10. Nov. 1912 bis 15. April 1913 bis 12 m über das alte Flußbett hochgeführt war, wurde auch der hintere Mauerfuß ausgehoben und der ganze Querschnitt noch um einige Meter höher ausbetoniert. Dieser zweite Abschnitt wurde zwischen 10. Juli und 1. Dezember 1913 hergestellt. Ein dritter Mauerabschnitt, der bis 12 m unter Krone reicht,

war vom 26. Februar bis Ende 1914 fertig gestellt. Der Rest der Mauer entfällt auf dieses Jahr. Eine Füllung des Beckens mit Wasser hat in der Beobachtungszeit nicht stattgefunden.

Die Verfasser ziehen nun aus den Beobachtungen die folgenden Schlüsse, wobei sie aber betonen, daß die Ergebnisse nur als vorläufige anzusehen seien, da die Beobachtungen zum großen Teil noch unter dem Einfluß der Temperatur-Erhöhung ständen, die sich im Mauer-Innenen infolge der Wirkung des Abbindens des Zementes entwickelt:

1. Große Massen von Beton, die zur Sommerzeit rasch verbaut werden, entwickeln in etwa 30 Tagen eine Temperatur von 32–35° C. (90–95° Fahrenheit) und halten diese Temperaturen für mehrere Monate.

2. In etwa 30 cm Tiefe unter der Oberfläche beträgt die tägliche Temperaturschwankung im Beton 1° C. für eine tägliche Schwankung der Lufttemperatur von 25° C. (2° Fahrenheit bei 50°). In einer Tiefe von 60 cm sinkt die Temperatur-Änderung unter sonst gleichen Verhältnissen auf unter 0,5° C., in einer Tiefe von etwa 1 m war eine tägliche Temperaturschwankung im Beton-Innenen nicht mehr feststellbar.

3. Die Schwankungen während des Jahres betrugen in 1 m Tiefe unter der Oberfläche 18° C. bei 42° Schwankung der mittleren Tagestemperatur in dieser Zeit (32° bei 75° Fahrenheit).

4. Auf größere Tiefen sind die Beobachtungen nicht ausgedehnt worden, doch ist wahrscheinlich, daß die Schwankungen mit der größeren Tiefe wesentlich geringer werden.

Der Arbeit sind zahlreiche Diagramme für die täglichen und Jahresschwankungen beigegeben. Die Beobachtungen setzen unmittelbar nach der Einbettung des Thermometers in den frischen Beton ein, lassen daher auch den Einfluß der Erwärmung durch das Abbinden deutlich verfolgen. Diese Erhöhung der Temperatur macht sich besonders da geltend, wo das Thermometer tief in den Beton eingebettet war, also der abkühlende Einfluß der Luft weniger zur Geltung kommt, ferner bei rascher Einbauung des Betons. Die Verfasser schließen aus ihren Beobachtungen, daß die Schnelligkeit der Verlegung des Betons sicher denselben Einfluß auf die erreichte Höchsttemperatur im Beton hat, wie die Jahreszeit und die fettere Mischung. Auf die Dauer dieser Temperatur-Erhöhung haben diese verschiedenen Umstände, dazu auch der Wassergehalt des Betons, ebenfalls sämtlich Einfluß, abgesehen davon, daß die verschiedenen Zementmarken sich nicht ganz gleich verhalten. Bei einem Zementmörtel 1:2, der zur Verkleidung der Auslaßtunnel in der Mauer verwendet worden ist, wurde in 24 Stunden eine Erhöhung der Temperatur durch das Abbinden auf 37° C. beobachtet. Die Beobachtung wurde nicht ganz durchgeführt, sodaß tatsächlich noch eine höhere Temperatur im Mauerwerk geherrscht haben dürfte.

Die täglichen Temperaturschwankungen im Beton in einer Tiefe von 30 cm unter der Oberfläche erreichten ihren Höchstwert etwa 12 Stunden nach Eintritt der höchsten Lufttemperatur, bei 60 cm Tiefe erst etwa 18 Stunden später. Bei den Beobachtungen in Tiefen von 1 m unter der Beton-Oberfläche zeigten sich Temperaturschwankungen, die sich in kurzem Zeitraum folgten, ohne wesentlichen Einfluß auf die Betontemperatur, erst bei 4–5 Tage anhaltender Erhöhung oder Erniedrigung der Lufttemperatur macht sich das auch im Beton-Innenen bemerkbar. Bei einem in 6 m Abstand von der Oberfläche eingebetteten Thermometer machten sich auch die Jahresschwankungen kaum mehr geltend.

Die Beobachtungen sollen fortgesetzt werden, bis der Einfluß des Abbindens des Betons auf die Temperatur mit voller Sicherheit ganz ausgeschaltet ist. Immerhin sind die gewonnenen Ergebnisse schon jetzt bei der geringen Zahl derartiger Beobachtungen von Interesse. —

Inhalt: Der Bismarckturm bei Leipzig. — Neues Verfahren zur raschen Ermittlung der Abmessungen und Eiseneinlagen von Gewölben. — Vermischtes. —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin.
Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eyselen in Berlin.
Buchdruckerei Gustav Schenck Nachflg. P. M. Weber in Berlin.

DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

XII. JAHRGANG 1915.

№ 12.

Der Eisenbeton im Wettbewerb um die Obst- und Gemüse-Großmarkthalle für Berlin.

Hierzu die Abbildungen Seite 92.



Im Wettbewerb um Vorentwürfe zum Bau einer Obst- und Gemüse-Großmarkthalle zu Berlin, dessen technische Gesamtleistungen wir in der „Deutschen Bauzeitung“ No. 35, 37 und 39 bereits näher besprochen haben, ist von einzelnen Bewerbern der Eisenbeton auch als Konstruktionsmaterial für die Hallen herangezogen worden, während er für die Ausbildung der Kellerdecken usw. als zweckmäßiger Baustoff vorwiegend verwendet worden ist. Da es sich nur um Vorentwürfe handelt, sind naturgemäß keine durchgebildeten Konstruktions-Entwürfe aufgestellt worden, es zeigen sich aber in einzelnen Entwürfen beachtenswerte Kon-

struktions-Gedanken, die nachstehend kurz besprochen seien.

Die Anwendung des Eisenbetons zum Bau von Markthallen für den Lebensmittel-Verkauf im Großen ist noch neu. Die beiden Markthallen in Breslau, die in den Jahren 1906/07 nach den gleichen Grundsätzen erbaut worden sind, dürften die ersten ihrer Art sein. Sie zeigen einen für Hallenbauten dieser Art neuartigen Konstruktions-Gedanken¹⁾ insofern, als die Binder des Hauptschiffes als parabolische Bögen von der Kellersohle bis zu rd. 17 m über Hallenfußboden bei 19 m Spannweite emporwachsen und die Dach-Konstruktion sich mit Stützen auf diesen Bögen aufbaut, eine Anordnung, wie sie bisher nur bei Brückenbauten gebräuchlich

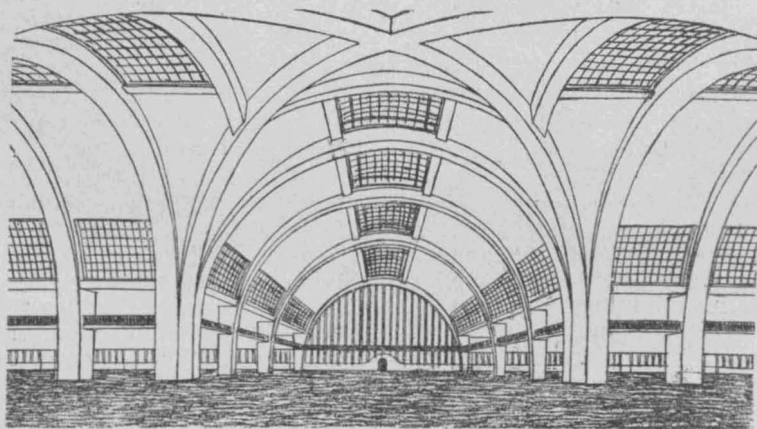


Abbildung 5. Blick in das Hallen-Innere. Entwurf „Zentralplatz“.

¹⁾ Vgl. „Mitteilungen“ Jahrg. 1908, S. 49 ff.

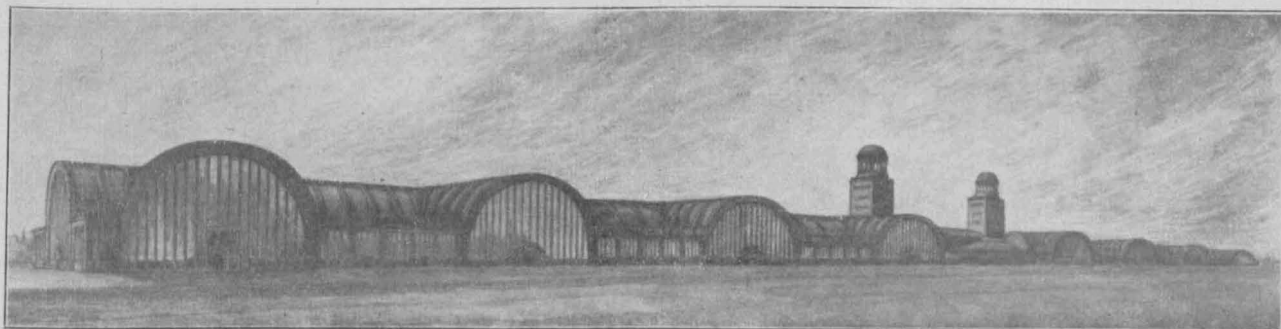


Abbildung 4. Gesamtansicht der in Eisenbeton geplanten Markthalle. Architekt: Hermann Jansen in Berlin. Mitarbeiter für den konstruktiven Teil: Prof. Dr.-Ing. Richard Müller in Dresden und G. m. b. H. Eisenbetonbau Union in Hannover.

war. Auch in architektonischer Beziehung sind diese Hallen insofern bemerkenswert, als sie in ihrem Aufbau klar und unverhüllt die Konstruktion zeigen; eine farbige Behandlung, die den Haupt-Konstruktionslinien folgt, ist die einzige schmückende Zutat.²⁾

Die nächste war die Münchener Markthalle, die i. J. 1911 zur Ausführung gekommen ist. Der sich fast einem Quadrat nähernde Grundriß forderte eine weitergehende Raumaufteilung, als das bei der dreischiffigen Breslauer Halle mit vorwiegender Längs-Entwicklung der Fall war. Es sind hier eine Reihe von 16,5 m weit gespannten Hallen, zwischen die sich niedrigere, flach eingedachte Zwischenbauten von je 8,8 m Spannweite einschieben, an einander gereiht. Die Zwischenbauten, die sich bis 7,2 m über Hallenfußboden erheben, sind als rechteckige steife Rahmen

lich der Aufteilung der Hallenfläche und des konstruktiven Aufbaues, d. h. es reihen sich quer zur Hallen-Längsachse gestellte Hallen von 20 m Spannweite aneinander, die durch schmalere, niedrige Zwischenbauten getrennt sind. Bis zur Galeriehöhe zeigt der Unterbau ein festes Gefüge aus Stützen und Trägern, darüber erheben sich die Binder der höheren Hallen in Form von Zweigelenkbogen.

Der Entwurf mit dem Kennwort „1915“, Verfasser Arch. kgl. Brte. Reimer & Körte und Ingenieure Reg.-Bmstr. Karl Bernhard und Dipl.-Ing. Simon in Berlin⁴⁾ zeigt eine Verbindung von Eisenbeton-Unterbau mit Eisen-Oberbau für das eigentliche Hallendach. Wie der Hallenquerschnitt Abbildung 1 zeigt, sind die langen Hallen in 5 Schiffe zerlegt, von denen 2 bis zu je 26 m Spannweite sich bis rd. 23 m

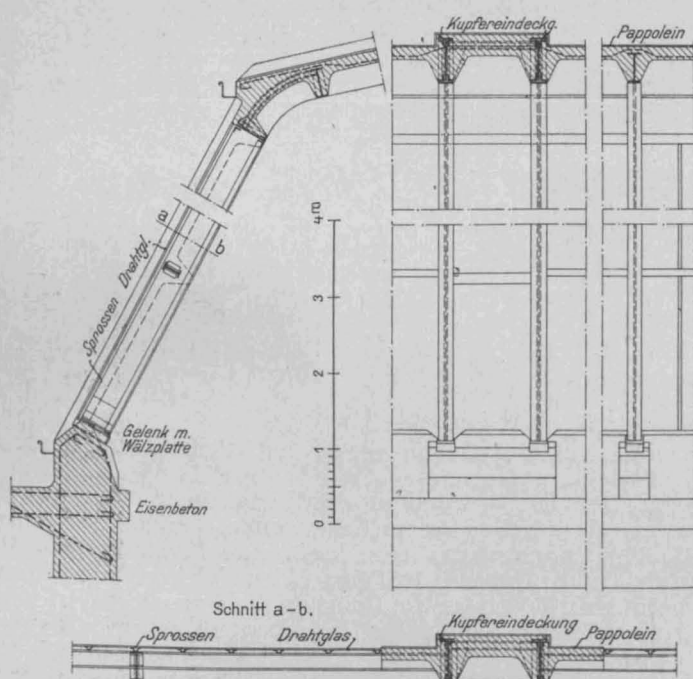


Abbildung 3. Einzelheiten der konstruktiven Ausbildung des Daches in Eisen und Bimsbeton.

Abbildungen 1—3. Entwurf mit dem Kennwort „1915“. Verfasser: Arch. kgl. Brte. Reimer & Körte, Ingenieure Reg.-Bmstr. Karl Bernhard und Dipl.-Ing. Simon, sämtlich in Berlin.

ausgebildet, die mit ihren Schenkeln unter Keller-sole auf den festen Baugrund gegründet sind. Auf diese Rahmenbauten setzen sich die Hallendächer auf in Form von Zweigelenk-Rahmen, die noch gegen 13 m über die stützenden Rahmen und gegen 20 m über Hallenfußboden emporsteigen.

Außer diesen beiden besonders charakteristischen Markthallenbauten führt das Handbuch für Eisenbeton Bd. XI noch die 1913 erbaute Markthalle zu Karlsbad auf, eine dreischiffige Halle, deren Mittelschiff rd. 18,5 m Spannweite besitzt und bis zu 15,5 m im Hallenscheitel emporsteigt. Die Binder sind Zweigelenkbogen, die auf der Kellerdecke aufsetzen und unmittelbar die Dachhaut tragen. Die bereits 1907/08 erbaute Markthalle zu Mülhausen i. E., die über einem überdeckten Hochwasser-Kanal errichtet ist, zeigt eigenartige Rahmenbinder mit 2 Zwischenstützen, so daß eine dreischiffige Anordnung mit 14 m weitem Mittelschiff und 2 je 11,5 m weiten Seitenschiffen entsteht. Die lichte Hallenhöhe im Scheitel des Mittelschiffes ist rd. 12 m. Die 1913 erbaute Markthalle am Dorotheen-Platz in Stuttgart schließlich hat ein Hauptschiff von 25,5 m Spannweite, das von einem Eisenbeton-Bogen mit gesprengter Zugstange überdeckt wird. Die Binder stehen in 5 m Abstand.

Bei dem Markthallen-Wettbewerb in Berlin hält sich der Entwurf mit dem Kennwort „Wagenburg“ an das Vorbild der Münchener Markthalle hinsicht-

Abbildung 2. Anordnung des Daches. (Von unten gesehen.)

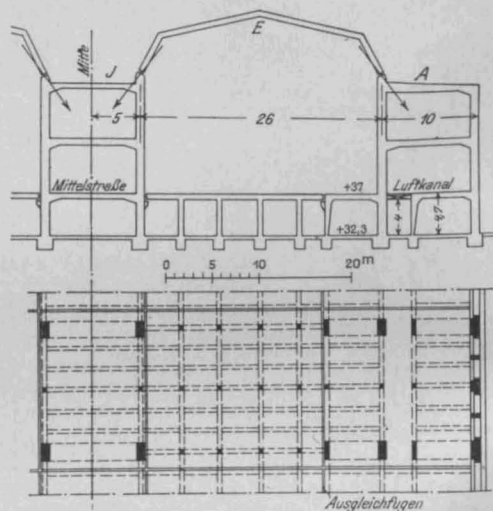
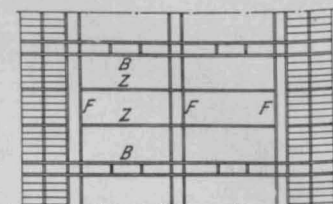


Abbildung 1. Uebersicht der Konstruktion.

über Hallenfußboden erheben, während die 3 anderen von je 10 m Spannweite nur bis zu rd. 15 m emporsteigen. Diese 3 niedrigeren Hallen sind als steife Stockwerksrahmen ausgebildet, die von Kellersole bis Traufkante des Daches reichen und in der Höhe der Kellerdecke zwar durch diese versteift werden, aber von ihr durch Bewegungsfugen losgelöst sind. In dem äußeren Seitenschiff mußte der untere Querriegel des Rahmens in Kellerdeckenhöhe durchgeschnitten werden, um die erforderlichen Rohrleitungen für die Heizung ohne Verlust von Lichthöhe unterbringen zu können. Es sind daher, um die erforderliche Steifigkeit wieder herzustellen, zwei innere Kellerstützen mit den Rahmenfüßen hier fest verbunden worden, wie die Abbildung erkennen läßt. Die Rahmen liegen in 13 m Abstand, dazwischen ist im Kellergeschoß noch je eine Zwischenstütze angeordnet. Die Kellerstützen sind als spiralbewehrte, achteckige Säulen gedacht, die Decken als reine Eisenbeton-Decken oder als solche mit eingebetteten Walzträgern.

Zwischen die beschriebenen Rahmen-Konstruktionen spannt sich das als Zweigelenkrahmen ohne Zugband ausgebildete Dach der beiden großen Hal-

²⁾ „Mitteilungen 1909, Seite 34 ff.

³⁾ „Mitteilungen“ 1911, Seite 9 ff. und „Deutsche Bauzeitung“ 1910, Seite 621 ff.

⁴⁾ Grundrisse und Schnitte „Deutsche Bauztg.“ 1915, No. 37.

len. Um leichtere Konstruktionen zu erhalten, sind die Dächer, wie die Einzelheiten der Abbildung 3 erkennen lassen, aus Eisen und zwar als Doppelbinder *B* (Abbildung 2) aus genieteten Trägern hergestellt, die aber bis Unterkante Konstruktion völlig mit Bimsbeton umhüllt sind. Die Dachflächen werden, soweit sie nicht in den steilen Seitenflächen als Oberlichter ausgebildet sind, aus eisenbewehrter Bimsbeton-Konstruktion mit Zwischenbindern *Z* und Pfetten *F* hergestellt, sodaß eine gute Wärme-Isolierung der Halle gewährleistet ist. Die Abdeckung der Dachflächen ist mit Pappolein, der über Dachfläche etwas vortretenden Doppelbinder-Streifen mit Kupferblech vorgesehen. Bei einem Eigengewicht der Dachfläche von 150 kg/qm, einer Schneelast von 70 und einem Winddruck von 20 kg/qm ergibt sich eine Binderlast von rd. 90 t und angenähert ein Horizontalschub von 41,7 t.

Zu dem Wettbewerbsentwurf „Zentralplatz“ des Arch. Hermann Jansen in Berlin¹⁾ ist ein Neben-Entwurf eingereicht, der ganz in Eisenbeton gedacht ist und dessen äußere Gesamt-Erscheinung Abbildung 4 wiedergibt, während Abbildung 5 einen Blick ins Innere zeigt. Als Mitarbeiter für den konstruktiven Teil dieses Neben-Entwurfes waren Prof. Dr.-Ing. Richard Müller in Dresden und die G.m.b.H. Beton- & Eisenbetonbau „Union“ in Hannover beteiligt. Die konstruktive Gesamt-Anordnung geht aus der Abbildung 6a—d, S. 92, hervor.

Jede der beiden gleich großen Markthallen, die sich um einen Mittelhof gruppieren, wird gebildet von einer durchlaufenden Mittelhalle von 34 m rechnerischer Spannweite, die sich im Scheitel bis zu etwa 20 m Lichthöhe über Hallenfußboden erhebt und 4 Querhallen gleicher Spannweite und Höhe, die in Abständen von 76 m die Haupthalle durchdringen. In

¹⁾ Vergl. Grundrisse und Schnitte des Hauptentwurfes und des einen Neben-Entwurfes in Eisen in „Deutsche Bauztg.“ No. 39.

Versuche über die Tragkraft von Säulen aus Gußbeton mit verschiedenen Querschnitten und Bewehrungen.

Im Heft 2—4, Jahrg. 1915, der „Zeitschrift für Betonbau“ veröffentlicht Prof. Dr.-Ing. R. Saliger von der Technischen Hochschule in Wien, der Begründer und Herausgeber dieser jetzt im III. Jahrg. erscheinenden Zeitschrift, von ihm ausgeführte Versuche über die Tragkraft von Säulen aus Gußbeton mit verschiedenen Querschnitten und Bewehrungen, die besonderes Interesse verdienen.¹⁾

Die Versuche sollten sich erstrecken auf das Verhältnis zwischen Würfel- und Säulen-Festigkeit, auf die Wirkung der Querbewehrung mit Bügeln in verschiedenen Abständen, mit geschlossenen Ringen und mit Schrauben-Umschnürung desgl., sowie auf den Einfluß der Querschnittsform auf die Wirkung der Querbewehrung. Mit Rücksicht auf den letzteren Zweck sind 2 möglichst verschiedene Querschnitte, Quadrat und Achteck gewählt, außerdem durchweg baumäßige Abmessungen, um für die Praxis unmittelbar verwertbare Ergebnisse zu gewinnen. Es ist ferner aus demselben Grunde ein Beton mittlerer Güte gewählt, da der Einfluß der Querbewehrung abhängig ist auch von der Betonfestigkeit, wie in früheren Versuchen nachgewiesen.²⁾ Da der Abstand der Querbewehrung z. T. sehr eng gewählt worden ist, wurde, um eine sichere Umhüllung aller Eisen zu erreichen, ein sehr nasser Beton gewählt, der ohne Stampfen in die Form gegossen wurde. Um die verschiedenen Versuche miteinander vergleichen zu können, wurde dieser Gußbeton dann bei allen Säulen und auch bei den Würfelproben verwendet. Insofern, und auch in der Art der Herstellung der Säulen, die eine möglichst gleichmäßige Beschaffenheit jedes Versuchskörpers in sich und auch der verschiedenen Körper einer Reihe sichern sollte, weichen die Versuche von den bekannten Säulenversuchen z. T. ab.

Die Versuche umfassen 2 Reihen je 3 m lange Säulen, Reihe A mit quadratischem Querschnitt von 30 cm Kantenlänge, Reihe B mit achteckigem Querschnitt von 30 cm Innendurchmesser. Die Köpfe sind, um einen Bruch an den Enden zu verhindern, was auch durchweg erreicht wurde,

den einspringenden Winkeln zwischen Längs- und Querhallen sind dann niedrigere Bauteile angeordnet.

Die Längs- und Querhallen zeigen Binder in 8 m Abstand, die als um 3 m über Kellerdecke gestelzte Halbkreisbögen geformt sind. Die diagonalen Vierungsbögen haben 50 m Spw. Statisch sind die Bögen aufgefaßt als Rahmen-Bogenbinder mit in Höhe der Kellerdecke liegendem Zugband. Wie der Verfasser des Ingenieur-Entwurfes ausführt, ist „die ganze Formgebung und konstruktive Behandlung dem Wesen des Eisenbetons möglichst angepaßt und es ist auch die Plattenführung in großer Folgerichtigkeit so gewählt, daß die Dachplatte an den Kämpfern, wo negative Momente auftreten, an der Innenseite, im Scheitel aber, den positiven Momenten entsprechend, oben liegt. Es ergibt sich daraus die sehr charakteristische Innenwirkung mit allmählich sich aus der Decke loslösenden Rippen, die dem ganzen Innenraum eine sehr erwünschte Teilung gibt. Es ist dieses dieselbe Durchbildung, die der Eispalast in Hannover erfahren hat, der im Jahre 1910 von der Firma Beton & Eisenbetonbau „Union“ in Hannover unter Leitung des Verfassers ausgeführt worden ist.

Das Äußere der Halle zeigt den gegenteiligen Verlauf der Rippen, die hier an den Kämpfern in voller Stärke vortreten und, nach dem Scheitel hin schwächer werdend, schließlich in der Lüftungshaube verschwinden. Es ist das ein durchaus der Konstruktion entsprungenes Motiv, wie auch sonst in der ganzen Ausdrucksgebung des Baues keine unbegründete Formensprache verwendet wurde. Die einzige architektonische Zutat ist die Zusammenfassung der ganzen Anlage durch 2 von dem Mittelhof sich erhebende schwere Türme, die als städt. Getreidespeicher gedacht sind. Die ganze Flächenbehandlung der Außenansichten der Halle ist als werksteinmäßig bearbeiteter Beton gedacht, sodaß also auch hier die Echtheit des Baustoffes zur Geltung kommt.“—

auf 35 cm Länge konisch bis auf 45 cm verstärkt. Reihe A umfaßt 6 Gruppen zu je 3 Säulen, 1 unbewehrt, 2—4 bewehrt mit je 4 Längseisen in den Ecken von 23 mm Durchm., die stumpf in 20 mm Abstand vor den Stirnenden, sowie mit 10 mm starken Umfangsbügeln mit 248, 70, 35 mm Abstand im Schaft (vergl. die Abbildung linke Seite). Gruppe 5 und 6 zeigen statt der Bügel 10 mm starke Schrauben-Umschnürungen mit 70 bzw. 35 mm Ganghöhe. Reihe B der achteckigen Säulen zerfällt in 7 Gruppen: 1 wieder unbewehrt, 2—4 mit 8 Längseisen von je 15 mm Durchm. und Bügeln wie vorher (rechte Seite der Abbildung), Gruppe 5 mit geschweißten Ringen in 35 mm Abstand, 6 und 7 mit Umschnürungen wie bei Reihe A. Die Querbewehrung setzt sich bis in den Kopf fort, der außerdem, wie aus der Abbildung ersichtlich ist, noch eine besondere der konischen Form folgende Bewehrung erhalten hat.

Der Betonquerschnitt beträgt 900 qcm in Reihe A, 743 qcm in Reihe B. Das Verhältnis des Querschnittes der Längseisen zum Gesamtquerschnitt ist 1,84 bzw. 1,70 %, das der Umfangsbewehrung 0,37—2,59 bzw. 0,35—2,46 %. Die Stärke der Eisenbewehrung ist also in den beiden Versuchsreihen fast gleich.

Für den Beton wurde Donausand und -Kies verwendet, der in 3 Korngrößen von 5,6—10, 11—20 mm zerlegt und nach Vorversuchen im Verhältnis von 2 Rt. Feinsand zu 1 Rt. Mittelsand zu 2 Rt. Grobsand mit $\frac{3}{4}$ Rt. Zement und $\frac{3}{4}$ Rt. Wasser gemischt wurde, was einem Mischungsverhältnis in der üblichen Bezeichnung von 1 Rt. Zement zu 5,2 Rt. Sandgemenge zu 1 Rt. Wasser, oder 290 kg Zement auf 1 cbm Sandgemenge und 190 l Wasser entspricht. Diese Mischung ergab nach den Vorversuchen nach 28 Tagen 138 kg/qcm Festigkeit und die richtige Beschaffenheit für Gußbeton. Ueber den verwendeten Zement macht die Veröffentlichung nur die Bemerkung, daß er bei den beiden Versuchsreihen verschieden war. Das verwendete Rundeseisen zeigte ziemlich Gleichmäßigkeit und eine mittlere Bruchfestigkeit von rd. 3600 kg/qcm.

Die Säulen wurden in Holzformen stehend hergestellt und in diesen für jede Reihe gleichzeitig fortlaufend aufbetoniert. Von Zeit zu Zeit wurden je 2 Kontrollwürfel von 20 cm Kantenlänge in eisernen Formen hergestellt. Die Säulen blieben 14 Tage stehend in der Schalung, wur-

¹⁾ Der Bericht ist auch als Sonderdruck erschienen. Compaß-Verlag Wien IX 1915. 19 S. gr. 8^o mit 27 Abb. Pr. 1,50 M.

²⁾ Z. B. Versuche des „Deutschen Ausschusses für Eisenbeton“.

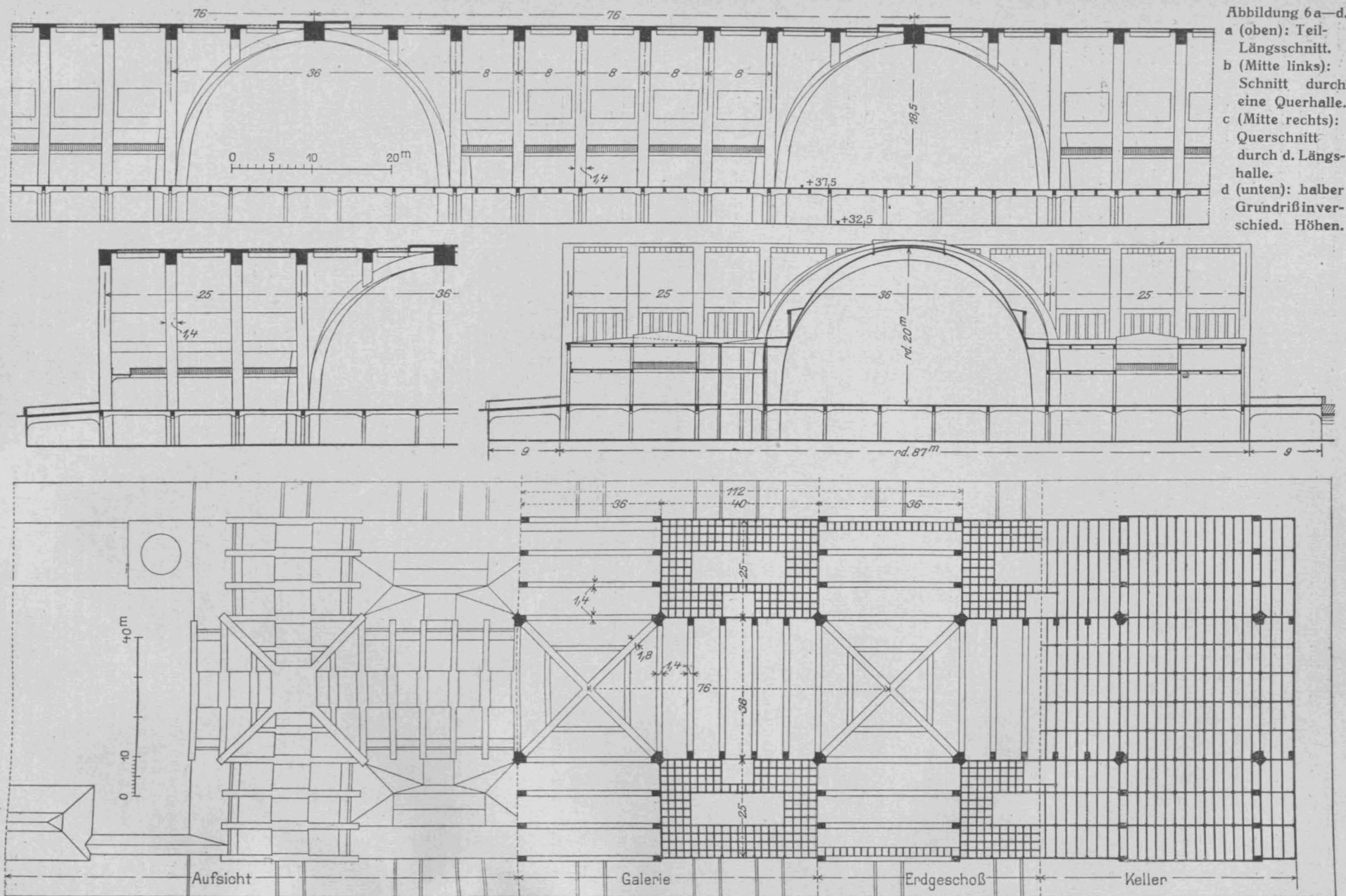


Abbildung 6a—d.
a (oben): Teil-Längsschnitt.
b (Mitte links): Schnitt durch eine Querhalle.
c (Mitte rechts): Querschnitt durch d. Längshalle.
d (unten): halber Grundriß in verschied. Höhen.

den dann umgelegt, entschalt und bis zur Verbringung ins Laboratorium mehrere Wochen im Schuppen liegend aufbewahrt. Die Herstellung erfolgte bei beiden Reihen im Sommer 1914. Säulen und zugehörige Würfel wurden bei Reihe A im Alter von 73 Tagen, bei Reihe B nach 40 bis 45 Tagen geprüft. Die Würfelstärke ergab sich i. M. zu 136 kg/qcm bei Reihe A und 158 kg/qcm bei Reihe B.

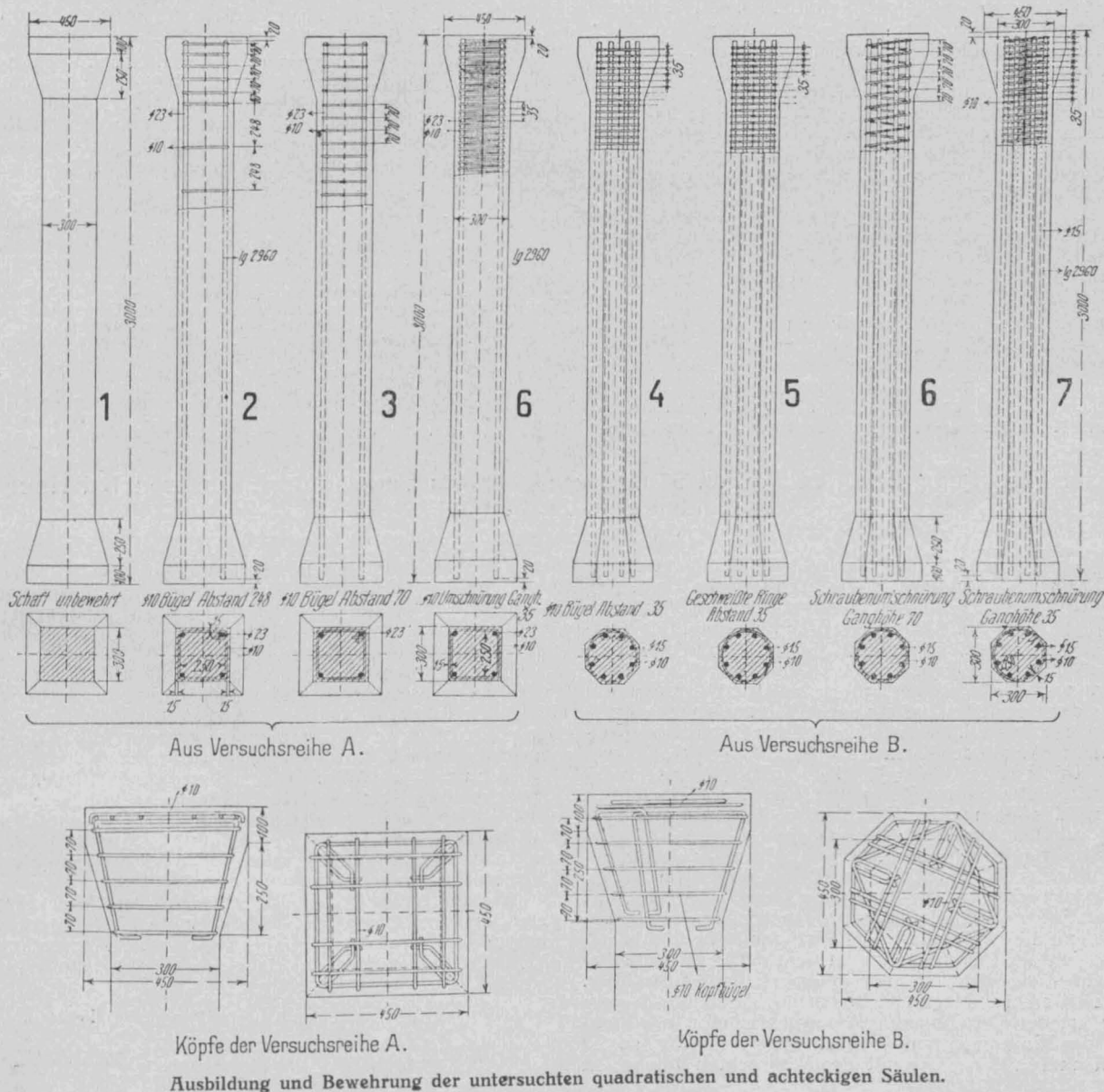
Die Säulen, deren Kopfflächen senkrecht zur Achse genau abgeglichen wurden, sind in der 800 t-Pressen des Laboratoriums unter in 1 Min. um je 20 t zunehmender Belastung geprüft, teils mit dem Kopf-, teils mit dem Fußende (in dem Sinne gerechnet wie sie bei der Herstellung standen) nach oben. Von den 39 Säulen brachen 19 im Fußdrittel, 16 im mittleren Drittel, der Rest im Kopfdrittel. Daraus folgt, daß im Gegensatz zu gestampften Säulen der Beton nach dem Fuß zu bei der Mehrzahl der Säulen weniger fest war.

Bügelbewehrung in 248 mm Abstand auf 195 t bei 35 mm Abstand und 200 t bei der entsprechenden Schrauben-Umschnürung. Die Betonspannungen berechnet nach einer auch die Querbewehrung berücksichtigenden Formel

$$\sigma_b'' = \frac{P}{f_b + 15 f_e + 15 f_u} \text{ *) ergeben sich dann entsprechend}$$

zu 140, 131 und 133 kg/qcm. Die Tragfähigkeit der bewehrten Säulen stellt sich bei 248 mm Abstand der Bügel auf das 1,23fache, bei 70 mm Abstand auf das 1,4fache, bei 35 mm auf das 1,55fache und bei der Schrauben-Umschnürung schließlich auf das 1,58fache derjenigen der nichtbewehrten Säulen.

Bei den achteckigen Säulen der Reihe B zeigt sich ebenfalls der plötzliche Zusammenbruch der unbewehrten Säule bei i. M. 121 t Last, 163 kg/qcm mittlerer, berechneter Betonspannung. Der Beginn der Zerstörung liegt bei allen Säulen zwischen 140–152 t, entsprechend 147 bis



Bei Reihe A zeigte sich bei der unbewehrten Säule ein plötzlicher Zusammenbruch, ohne vorherigen sichtbaren Beginn der Zerstörung, bei i. M. 126 t Last, was einer mittleren Betonfestigkeit von 140 kg/qcm entspricht. Bezüglich der Belastung, unter welcher die Zerstörung beginnt bzw. das Abfallen der äußeren Schale, zeigen die Säulen mit verschiedener Bewehrung keine wesentlichen Unterschiede. Diese Lasten schwanken zwischen 152 und 158 t. Nimmt man an, daß sich bis zu diesem Augenblick der Einfluß der Querbewehrung nicht wesentlich geltend macht, so ergibt sich, nach der üblichen Berechnungsformel

$$\sigma_b' = \frac{P}{f_b + 15 f_e}, \text{ eine Betonbeanspruchung zwischen 132 und 138 kg/qcm. Bei den Höchstlasten macht sich dagegen der Einfluß der Querbewehrung geltend, die Lasten wachen entsprechend der starken Bewehrung von 156 t bei der}$$

159 kg/qcm Betonspannung. Die Höchstlast schwankt stärker zwischen 156 und 204 t, wobei die Querbewehrung mit geschlossenen Ringen mit 200 t Tragfähigkeit kaum hinter der Schrauben-Umschnürung in 35 mm Abstand zurückbleibt. Die zugehörigen Betonspannungen sind 144–166 kg/qcm. Rechnet man die Betonspannung für die Säulen mit Ringbewehrung und Schrauben-Umschnürung nach der für umschnürten Beton üblichen Formel

$$\sigma_b''' = \frac{P}{f_b + 15 f_e + 30 f_u}, \text{ so ergeben sich 133, 157 und 136 kg/qcm Betonbeanspruchung. Die Zerstörungser-$$

scheinungen im Einzelnen gehen aus den der Veröffentlichung beigegebenen Bildern klar hervor.

*) Worin f_u den Querschnitt einer gedachten Längsbewehrung bedeutet, deren Gewicht jenem der Umfangsbewehrung ohne Uebergriffe und Haken entspricht.

Was zunächst das Verhältnis der Betonfestigkeit in der Säule zur Würfelfestigkeit betrifft, so wurden hier entgegen den meisten bisher bekannten Versuchen i. M. gleich große Werte gefunden, was Verfasser dem Umstand zuschreibt, daß hier der Beton in den Säulen tatsächlich etwas fester gewesen sein wird, als in den Würfeln (was bei dem sehr nassen Beton begreiflich erscheint). Eine Verhältniszahl von 0,9, wie sie v. Bach⁴⁾ für Gußeisen gefunden hat, erscheint ihm auch für Beton als der richtige Verhältniswert. Verfasser weist aber nachdrücklich darauf hin, daß der richtigen Beurteilung der Säulenfestigkeit nach der Würfelfestigkeit praktisch erhebliche Schwierigkeiten entgegen stehen, sobald Würfel und Säule nicht unter gleichen Verhältnissen hergestellt und behandelt wurden.

Der Einfluß der Bewehrung macht sich nach den Versuchen in erster Linie geltend in der Art des Bruches, der nicht mehr plötzlich erfolgt, sondern sich um so früher vorher äußerlich kenntlich macht, je stärker die Umfangsbewehrung ist. Das erscheint dem Verfasser weit wichtiger, als die Erhöhung der Tragkraft, die auch durch andere Mittel, u. U. billiger als durch Eiseneinlagen erreicht werden könne. Es genügt nach seiner Meinung ein 4—5-facher statischer Sicherheitsgrad der bewehrten Säule gegenüber einem 6—7,5-fachen der unbewehrten Säule, bezogen auf eine richtig ermittelte Würfelfestigkeit und mit einer oberen Grenze der zulässigen Druckspannung (etwa 35—40 kg/qcm).⁵⁾

Bezüglich der Bewehrung mit weit gestellten Bügeln kommt Prof. Saliger zu dem Schluß, daß in diesem Fall die Längseisen die Tragkraft in einem Maße erhöhen, wie es der üblichen Berechnungsweise mit dem Querschnitt $f_b + 15 f_e$ entspricht.

Die Zerstörung der äußeren Schalen der bewehrten Säulen beginnt bei Spannungen, die den Bruchspannungen der nicht bewehrten Säulen entsprechen.⁶⁾ Die Umfangsbewehrung fängt also erst nach Ueberschreitung dieser kritischen Spannung an mitzuwirken. Nach den Versuchen beteiligt sich die Schale

aber noch an der Kraftübertragung bis zum Bruche.⁷⁾ Zu enge Umfangsbewehrung schädigt aber den Zusammenhang zwischen Schale und Kern, der Verfasser schlägt daher vor, nicht unter 3,5—4 cm herabzugehen. Die Versuche bestätigen ferner, daß der Einfluß der Umfangsbewehrung auf die Erhöhung der Tragkraft weniger von ihrer Art, als von ihrer Stärke und ihrem Abstand, von der Querschnittsform der Säulen und von der Betonfestigkeit abhängt. (Vergl. Versuche des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton Heft 28). Bei den Säulen quadratischen Querschnittes zeigte sich zwischen Bügeln und Umschnürung überhaupt unter gleichen Verhältnissen kein nennenswerter Unterschied. Der Einfluß läßt sich nach dem Verfasser angenähert durch den gedachten Querschnitt $f_b + 15 f_e + 15 f_u$ ausdrücken. In der achteckigen Säule hingegen zeigten sich geschlossene Ringe und Schrauben-Umschnürungen den einfachen Umfangsbügeln überlegen. Für die ersteren kann nach den Versuchen ein gedachter Querschnitt von $f_b + 15 f_e + 30 f_u$ eingeführt werden.

Bezüglich der Einzelwerte und der näheren Begründung zu den Schlußfolgerungen sei auf das Studium der Veröffentlichung selbst verwiesen, die nach verschiedenen Richtungen hin Neues bringt, Versuche an anderer Stelle in wertvoller Weise ergänzt und bestätigt und die Zulässigkeit der Anwendung der bisher verwendeten Berechnungsformeln dartut. —

Fr. E.

⁴⁾ Vergl. im übrigen auch die Bach'schen Versuche mit Prismen verschiedener Höhe. „Mitteilungen“ Jahrg. 1914 S. 33 ff. v. Bach schlägt dort 0,8 als für die Praxis brauchbare Verhältniszahl vor.

⁵⁾ Die preuß. Bestimmungen lassen bekanntlich nur $1/10$ der Würfelfestigkeit zu und stellen damit in dieser Hinsicht die Eisenbetonsäule schlechter als die reine Betonstütze, ein Widerspruch, der bei der im Gange befindlichen Neubearbeitung der Bestimmungen im „Deutsch. Ausschuss“ beseitigt werden dürfte.

⁶⁾ Vergl. die Mörsch'schen Versuche mit spiralbewehrten Säulen „Mitteilungen“ 1912, S. 107.

⁷⁾ Was auch aus den Versuchen des „Deutsch. Ausschusses“ hervorgeht. Vergl. Heft 28 und „Mitteilungen“ 1914, S. 152, während Mörsch bei der Ermittlung der Bruchlast nur den Kern berücksichtigt sehen will.

Falsche Auslegung des § 14 Absatz 5 der preuß. Bestimmungen für Eisenbeton bei Hochbauten vom 24. Mai 1907.

Von Dipl.-Ing. Dr. V. Lewe, Leiter der Prüfungsstelle für Bauberechnungen in Bromberg.

Der nicht ganz klar gefaßte Wortlaut dieser Bestimmung: „Die rechnerische Annahme des Zusammenhanges darf nicht über mehr als drei Felder ausgedehnt werden, bei Nutzlasten von mehr als 1000 kg/qm ist die Berechnung auch für die ungünstigste Lastverteilung anzustellen“, hat bei zahlreichen Ausführungen der Praxis dazu verleitet, bei kleineren Nutzlasten die Zwischenfelder (d. i. der größte Teil der Eisenbeton-Konstruktionen) nach der Formel $M = 0,025 (g + p) l^2$, bei größeren Nutzlasten mit $M = (0,025 g + 0,075 p) l^2$ als in der Feldmitte auftretendes Moment zu rechnen. Tatsächlich erreicht das Moment in dem Zwischenfeld eines Trägers über drei Öffnungen die angegebenen Größen. Die Ursache hierfür liegt in der günstigen Wirkung der belasteten Endfelder auf das Mittelfeld. Durch die Lasten in den Endfeldern wird, wie die Abbildung 1 zeigt, die Achse des Trägers in dem Mittelfeld erhaben nach oben durchgebogen, wenn dieses unbelastet ist. Ist das Mittelfeld belastet, so geht die Durchbiegung in dem mittleren Teile dieses Feldes wieder in die nach unten erhabene Form über. Das zweite Durchbiegungsschema der Abbildung 1 zeigt diese Art der Durchbiegung. Betrachtet man die Richtung der Endtangentialen der mittleren Öffnung, so ist der Winkel β , den diese mit der Wagrechten bilden, in

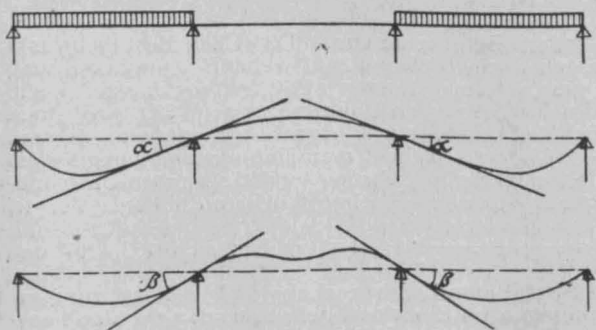


Abbildung 1. Durchbiegungen des Mittelfeldes beim durchlaufenden Balken mit 3 Feldern unter dem Einfluß der Belastung der Endfelder.

dem Falle vollständiger Einspannung entsprechend der Annahme eines Biegemomentes in Feldmitte von $M = 0,0417 g l^2 = 0$, muß folglich im Falle der Annahme eines kleineren Momentes in Feldmitte einen endlichen Betrag erreichen. Mit anderen Worten:

„Die Verwendung der oben genannten Formeln ist gleichbedeutend mit der Annahme, daß sich die Auflagentangenten zu beiden Seiten der mittleren Felder, von dem Mittelfeld aus betrachtet, nach aufwärts biegen.“

Wenn mehrere Mittelfelder nebeneinander liegen, ist diese Annahme für zwei Nachbarmfelder, schon wie die einfache Ueberlegung ergibt, unmöglich. Als kleinstes zulässiges Maß kann hier vielmehr nur $M = 0,0417 g l^2$, d. i. die Annahme wagrechter Endtangentialen oder vollständiger Einspannung, angenommen werden.

Wie zahlreiche Unternehmerfirmen dem Unterzeichneten als dem Leiter der Prüfungsstelle für Bauberechnungen in Bromberg versicherten, ist die Anwendung obiger Formeln im Berliner Baugewerbe allgemein üblich

Abbildung 2. Ungünstigste Laststellung bei 5 Feldern.

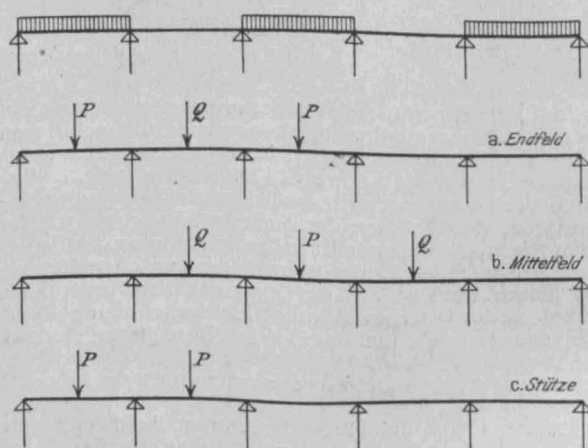


Abbildung 3.

und vom Berliner Polizei-Präsidenten für Nutzlasten unter 750 kg/qm zugelassen. Unter Hinweis auf dieses von der Reichshauptstadt gegebene Beispiel pflegen auch bei Bauten in der Provinz diese Formeln verwendet zu werden.

Die Frage nach der Größe und Gefährlichkeit dieses Fehlers kann man leicht durch den Vergleich mit den Verhältnissen eines über 5 Felder liegenden Trägers beantworten. Die Größe des Biegemomentes in der Mitte des mittelsten Feldes beträgt bei demselben:

$$M = (0,046 g + 0,0855 p) l^2.$$

Bei Annahme gleicher Größe für Nutzlast und Eigenlast sind demnach zu vergleichen die Werte:

$$0,025 + 0,075 = 0,100 \text{ und } 0,046 + 0,0855 = 0,1315.$$

Das Mehr beträgt also schon in diesem Fall 31,5 %. Bei Annahme größerer Eigenlasten als Nutzlasten wird das Verhältnis noch viel krasser und kann bis zu 100 % steigen. Für die Bemessung und Spannung der Eiseneinlagen gelten die gleichen Unterschiede, ein mit $\sigma_e = 1200 \text{ kg/qcm}$ Eisenspannung nach den ersteren falschen Formeln für Zwischenfelder berechneter Eisenbetonträger kann demnach Eisenspannungen bis zu 2000 kg/qcm erhalten.

In seinem neuesten Erlaß vom 22. November 1913 berührt auch der Berliner Polizei-Präsident diese Frage, indem er für Nutzlasten mehr als 1000 kg/qm ungünstigste Lastverteilung und die Ausdehnung der Untersuchung auf ein System von 5 Feldern fordert (vergl. Abbildung 2). Für Nutzlasten bis zu 1000 kg/qm wird in dem vorhergehenden Abschnitt dieses Erlasses für Mittelfelder von Deckenkonstruktionen über mehr als 4 Stützen die Berechnung wie für das Mittelfeld einer Platte auf 4 Stützen mit frei aufliegenden Enden gefordert. Es wird also hier ebenfalls die Verwendung der erstgenannten falschen Formel für zulässig erachtet, obwohl gerade bei kleineren Nutz- und größeren Eigenlasten die Unterschiede zwischen falscher und richtiger Berechnung am größten werden.

Mit dem Verfasser sind auch namhafte Autoren der Ansicht, daß eine Annahme der Biegemomente unterhalb des Wertes $\frac{p l^2}{20}$ unzulässig ist (s. Mörsch, Eisenbetonbau, 3. Aufl. S. 374 Fußnote).

Der Verfasser verkennt nicht, daß der Umstand, daß die Annahme ungünstigster Nutzlast-Verteilung praktisch gewöhnlich nicht eintreten kann, eine Minderung der Gefährlichkeit bedeutet, demgegenüber aber ist darauf hinzuweisen, daß der Annahme der Kontinuität, auf die sich überhaupt die Verwendung der Formeln stützt, schon durch das Auftreten kleinerer Risse Abbruch getan wird, denn ein Riß in der Nähe des Auflagers bedeutet, daß die

Auflagertangente (s. Abbildung 1) sich vom Felde aus betrachtet senkt.

Für Unterzüge, die in Feldmitte als Auflager für Nebenrippen dienen, also auf Einzellasten zu berechnen sind, pflegt in der Praxis so verfahren zu werden, daß man die entsprechenden Mittenmomente des Trägers auf 2 Stützen beim Endfeld durch 1,5 und beim Mittelfeld durch 2 dividiert (s. Abbildung 3). Auch dieses Verfahren findet in der Berechnung nach den genauen Formeln nicht seine Berechtigung. Nimmt man mit der Darstellung der Abbildung 3 den Träger über 5 Felder als zugrunde liegend an, und ist P die größere, um die Nutzlast vermehrte Auflagerlast der Nebenrippe und Q die kleinere Eigenlast derselben, so muß man für die Berechnung des Endfeldes, Mittelfeldes und einer Stütze etwa die Lastverteilung der Abbildung 3 annehmen. Die entsprechenden Momente werden

$$\text{Endfeld: } M = (0,20 P - 0,037 Q) l,$$

$$\text{Mittelfeld: } M = (0,172 P - 0,066 Q) l,$$

$$\text{Stütze: } -M = 0,174 P \cdot l.$$

Man sieht, die genauen Formeln sind ebenso leicht anzuwenden, wie die oben genannte Annahme der Wirkung von $\frac{2}{3}$ oder $\frac{1}{2}$ des Momentes des Trägers auf 2 Stützen.

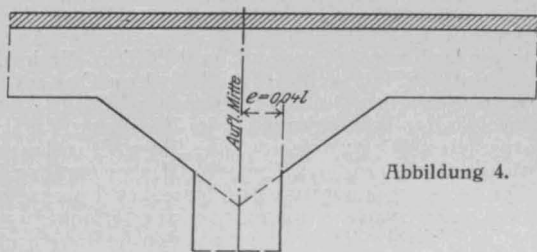
Ebenso unverständlich ist es, weshalb nicht in dem neuesten Erlaß des Berliner Polizei-Präsidenten die genaue Berechnung gefordert wird, da die hierfür geltenden genauen Formeln ebenso leicht anzuwenden sind. Sie lauten:

$$\text{Endfeld (wie Träger üb. 3 Felder): } (0,08 g + 0,1 p) l^2,$$

$$\text{Zwischenfeld (" " " 5 "): } (0,046 g + 0,00855 p) l^2,$$

$$\text{Aufl. Mitte (" " " 3 "): } (0,10 g + 0,1167 p) l^2.$$

Will man noch für die Auflagermitte die größere Höhe entsprechend der Voutenverlängerung einführen, so hat



man für den Querschnitt unmittelbar neben der Auflagerung (s. Abbildung 4) etwa als Entfernung von Auflagermitte 0,04 l anzunehmen und man erhält für diese Stelle ein Stützmoment in der Größe:

$$\text{Aufl. } 0,04 l \text{ entf. (wie Träger üb. 3 Felder): } (0,0808 g + 0,0975 p) l^2.$$

Literatur.

Kriegshandbuch für Arbeitgeber. Ein Ratgeber in Stichworten für alle wirtschaftlichen, rechtlichen und sozialen Fragen in Kriegszeiten von Dr. Paul Wildner, Handelskammer-Syndikus a. D., Syndikus des „Deutschen Beton-Verein (E. V.)“. Wirtschaftlicher Ausschuß in Dresden. Pr. 1 M.

Die kleine, 67 S. 8° starke Schrift wendet sich zwar in erster Linie an den Arbeitgeber aller Gewerbegebiete, bietet aber in ihrer übersichtlichen, alles Wissenswerte des betr. Gebietes kurz zusammenfassenden Form auch Interesse für weitere Kreise, da der Krieg mit seinen wirtschaftlichen Folgen ja Niemand unberührt läßt. In einem einleitenden Kapitel wird eine allgemeine Uebersicht über die Gesamt- Wirtschaftslage und die wirtschaftlichen Kriegsmaßnahmen gegeben. Die beiden anderen Kapitel umfassen das wirtschaftliche Kriegsrecht und die besonderen Maßnahmen und Bestimmungen für bestimmte Wirtschaftsgebiete, beides behandelt in der Form alphabetisch geordneter Schlagworte mit entsprechenden Erläuterungen, sodaß eine rasche Uebersicht gewonnen werden kann. Hier werden die wirtschaftlichen Kriegsgesetze, Verordnungen und allgemeinen Rechtssätze in knappster, aber ausreichender Weise besprochen, ferner die Fragen der Arbeitsbeschaffung und Versorgung, der Geld-, Kredit- und Zahlungsverkehr, die Nahrungs- und Rohstoff- Versorgung, die soziale Kriegsfürsorge. Ein alphabetisches Sachverzeichnis erleichtert das rasche Aufsuchen bestimmter Fragen noch mehr. Das handliche, im Gebrauch sehr bequeme Werkchen, das durch alle Buchhandlungen zu beziehen ist, verdient daher weiteste Verbreitung. —

Die Chemie der hydraulischen Bindemittel. Wesen und Herstellung der hydraulischen Bindemittel. Von Dr. Hans Kühl und Dr. Walter Knothe. Leipzig 1915. Verlag S. Hirzel. Pr. 12 M., geb. 14 M.

Die Arbeit der beiden Verfasser, von denen der erstere der jetzige Inhaber, der andere I. Assistent des bekannten Zement- und Mörtel-technischen Laboratoriums

Dr. Wilh. Michaëlis in Berlin-Lichterfelde ist, aus dem so manche für die wissenschaftliche Erkenntnis und die Praxis des betr. Gebietes wertvolle Untersuchung hervorgegangen ist, will unter kritischer Sichtung der zahlreichen, in der Fachliteratur zerstreuten neueren Veröffentlichungen und auf Grund eigener Untersuchungen ein Bild von dem heutigen Stande unseres Wissens über die Chemie der hydraulischen Bindemittel geben, jedoch unter Beschränkung auf die Chemie ihrer Entstehung und die Wissenschaft ihres Wesens, ohne auf die Hydratationsvorgänge näher einzugehen. Nur so und dadurch, daß die rein technischen Fragen, über die es gute neue Sonderwerke gibt, nur in großen Zügen behandelt werden, und daß die üblichen Analysen und die Prüfungsmethoden der Mörtelstoffe überhaupt nicht berücksichtigt sind, war es möglich, das weite Gebiet noch in einem handlichen Bande zu vereinen, der immerhin den stattlichen Umfang von 326 S. Text mit 51 Textabbildungen erhalten hat.

Das Werk zerfällt in 5 Hauptabschnitte: Der erste umfaßt die Definition und allgemeine Kennzeichnung der hydraulischen Bindemittel und ihre Systematik, in der die Verfasser schließlich zu 2 Hauptgruppen „an sich hydraulische Bindemittel“ und solche aus latent hydraulischen — d. h. solchen, die erst durch Zuschlagstoffe ihre hydraulischen Eigenschaften entwickeln können — Stoffen kommen, von denen die ersteren die ungesinterten lösch- und nicht löschbaren Bindemittel, die gesinterten Bindemittel (Portlandzemente) und die geschmolzenen Bindemittel umfassen. Letztere leiten zu der zweiten Hauptgruppe über, den auf kaltem Wege hergestellten Mischzementen, das sind die künstlichen oder natürlichen Puzzolanen, im ersteren Falle mit Klinkerkonzentrat (Eisenportland-Zement, Hochofen-Zement) oder mit Kalkzusatz. Denn die aus Hochofenschlacken hergestellten Zemente können dabei „mit gewisser Berechtigung auch noch als geschmolzene, an sich hydraulische Bindemittel“ aufgefaßt werden. Des weiteren fallen in diesen ersten Abschnitt die Rohstoffe und ihre Beurteilung nach dem hydraul. Wert, den sie besitzen. Der 2. Abschnitt ist den un-

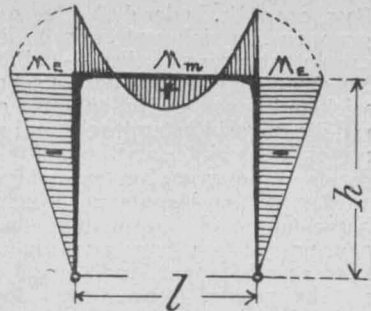
gesinterten hydraul. Bindemitteln gewidmet. Besprochen werden das Brennen unterhalb der Sinterung, wobei auch die Technik des Brennens und die Bedeutung der verschied. Ofensysteme dargelegt wird, sowie der Löschprozeß und die Eigenschaften der hierhin gehörigen hydraulischen Bindemittel (hydraul. und Schwarz-Kalke, Romanzemente, Magnesiakalke und dolomitische Zemente). Die Abschnitte 3 und 4 sind der Wissenschaft bezw. der Technik der gesinterten hydraulischen Bindemittel, also den Portlandzementen gewidmet. Der überragenden Bedeutung des Portlandzementes unter allen hydraulischen Bindemitteln entsprechend, nehmen diese beiden Abschnitte fast die Hälfte des ganzen Werkes in Anspruch. Die Frage der Konstitution des Portlandzementes nimmt dabei einen breiten Raum ein, wobei gleichzeitig die Prinzipien und Methoden der modernen physikalischen Chemie, mit deren Hilfe allein der Lösung dieser Frage näher zu kommen ist, eingehend besprochen werden. Wie auch in allen anderen Abschnitten, bringen die Verfasser hier zunächst einen geschichtlichen Rückblick, dann eine kritische Gegenüberstellung der verschiedenen Forschungs-Ergebnisse und Meinungen, um dann ihre eigene Stellungnahme klar zum Ausdruck zu bringen. Dadurch gewinnt die Darstellung ein besonderes Interesse, die bezüglich der Frage der Konstitution des Portlandzementes schließlich zu dem Ergebnis kommt, daß die Forschungen in den letzten Jahren uns der oft versuchten Lösung des Problems ein gutes Stück näher gebracht haben, daß aber trotzdem noch eine ganze Reihe von Fragen offen stehen, die erst durch intensive Arbeit noch geklärt werden müssen.

Um die Stoffbehandlung nach der technischen Seite zu kennzeichnen, die nicht weniger sorgfältig ist, seien hier nur die Unterabteilungen des Abschnittes IV angeführt: die Rohmasse (hydraul. und Silikat-Modul), ihr Ansatz und ihre Aufbereitung; der Klinker, Chemie des Brennprozesses (in verschiedenen Ofensystemen, Schwierigkeiten beim Brennen); der Klinker, Thermochemie des Brennprozesses; der Portlandzement (Fertigstellung des Zementes, Lagerung der Klinker, Feinmahlung, Lagerung des Zementes; Eigenschaften der Portlandzemente in chemischer und technischer Hinsicht). Im 5. Abschnitt schließlich werden die Bindemittel aus latent hydraulischen Stoffen behandelt, wobei die Erzeugnisse aus basischen Hochofenschlacken ihrer heutigen Wirkung entsprechend eingehender besprochen werden als die Puzzolanen, sowohl was ihre Konstitution wie ihre Herstellung betrifft. Die verschiedenen Verfahren werden hier einander gegenübergestellt und kritisch bewertet. Ihr Endzweck kann nach den Verfassern nur die Erzeugung eines Stoffes mit höchstentwickelten latent hydraulischen Eigenschaften sein, während alle Versuche, aus sich selbst erhärtende Schlackenmodifikationen herzustellen an der Kalkarmut der Schlacken scheitern müssen.

Weiter auf das übersichtlich angeordnete, außerordentlich klar geschriebene Werk einzugehen, müssen wir uns versagen, da es sich doch in erster Linie an den Chemiker und Zementtechniker wendet, also etwas außerhalb unseres engeren Arbeitsgebietes liegt. Aber auch der Ingenieur, der sich mit den Fragen der hydraulischen Bindemittel eingehender beschäftigen, tiefer in die Materie eindringen will, wird in vielen Kapiteln für sich Anregung und Aufklärung finden. Deshalb schien uns auch an dieser Stelle ein ausführlicherer Hinweis auf das ausgezeichnete Werk am Platze. —

Vermischtes.

Tabelle zur Berechnung von Zweigelenk-Rahmenbindern mit geradem Riegel. Die nachstehend mitgeteilte Tabelle zur Berechnung von Zweigelenkrahmen mit geradem Riegel ist aus dem praktischen Bedürfnis heraus entstanden. Sie eignet sich, da man rasch ein Bild über den Momenten-Verlauf erhält, vorzüglich zum Entwerfen und Vor-Dimensionieren. Sie gilt genau für Rahmen mit geraden Balken, kann aber auch beim flach gekrümmten Riegel beim raschen Entwerfen benutzt werden. Zur näheren Erläuterung mögen folgende Angaben dienen:



1. Bezeichnungen:

Belastung des Rahmenriegels $q \text{ kg/m}$,

Verhältniszahl $m = \frac{l}{h}$,
Mittleres Trägheitsmoment des Riegels . . . J_b ,
Mittleres Trägheitsmoment des Stieles . . . J_s ,
Verhältnis der Trägheitsmomente $i = \frac{J_b}{J_s}$.

2. Berechnungsformeln:

$$\text{Horizontalschub } H = \frac{\frac{1}{12} q \left(\frac{l}{h}\right)^2}{\frac{2}{3} \frac{J_b}{J_s} + \left(\frac{l}{h}\right)^2}.$$

$$\text{Für } \frac{J_b}{J_s} = 1 \text{ folgt } H = \frac{m^2}{4(3m+2)} \cdot q l = \varphi \cdot q l.$$

3. Biegemoment in Riegelmitte:

$$M_m = \left(\frac{1}{8} - \frac{\varphi}{m}\right) \cdot q l^2 = \mu \cdot q l^2,$$

$$\text{Biegemoment im Eckpunkt: } M_E = \frac{\varphi}{m} \cdot q l^2 = \varepsilon \cdot q l^2.$$

4. Die Koeffizienten φ , μ , ε sind in folgender Tabelle zusammengestellt.

m	φ	ε	μ	m	φ	ε	μ
0,2	1	1	1	3,4	1	1	1
	260	52	9,4		4,22	14,35	18,10
0,4	1	1	1	3,5	1	1	1
	80	32	10,6		4,0	14,30	18,20
	1	1	1		1	1	1
0,5	56	28	11,2	3,6	3,95	14,22	18,30
	1	1	1		1	1	1
1,0	20	20	13,3	3,8	3,7	14,20	18,30
	1	1	1		1	1	1
1,2	15,5	18,6	14,0	4,0	3,5	14,0	18,60
	1	1	1		1	1	1
1,4	12,6	17,64	14,6	5,0	2,72	13,6	19,4
	1	1	1		1	1	1
1,5	11,5	17,25	14,95	6,0	2,2	13,32	20
	1	1	1		1	1	1
1,8	9	16,2	15,80	7,0	1,8	13,16	20,4
	1	1	1		1	1	1
2,0	8	16	16,0	8,0	1,6	13,0	20,8
	1	1	1		1	1	1
2,2	7,1	15,62	16,4	9,0	1,4	12,87	21,2
	1	1	1		1	1	1
2,4	6,4	15,36	16,7	10,0	1,28	12,8	21,3
	1	1	1		1	1	1
2,5	6,0	15	17,0	15,0	1,2	12,5	22,2
	1	1	1		1	1	1
2,6	5,8	15,08	17,1	20,0	1,61	12,4	22,5
	1	1	1		1	1	1
2,8	5,3	14,84	17,4	25,0	2,025	12,35	22,7
	1	1	1		1	1	1
3,0	4,8	14,4	18,0	30,0	2,440	12,30	22,8
	1	1	1		1	1	1
3,2	4,5	14,4	18,0	35,0	2,860	12,20	23,2

5. Wird das Verhältnis der Trägheitsmomente berücksichtigt, dann lautet die Formel für $H = \varphi \cdot k \cdot q l$; wobei

$$k = \frac{\frac{2}{3} + m}{\frac{2}{3} + m}, \text{ ferner}$$

$$M_E = \varphi \cdot k \cdot q l \cdot h = \varepsilon \cdot k \cdot q l^2,$$

$$M_m = \left(\frac{1}{8} - \varepsilon k\right) \cdot q l^2.$$

Ing. Otto Skall,
in Fa. Zementbaugeschäft Rud. Wollé zu Leipzig.

Inhalt: Der Eisenbeton im Wettbewerb um die Obst- und Gemüse-Großmarkthalle für Berlin. — Versuche über die Tragkraft von Säulen aus Gußbeton mit verschiedenen Querschnitten und Bewehrungen. — Falsche Auslegung des § 14 Absatz 5 der preuß. Bestimmungen für Eisenbeton bei Hochbauten vom 24. Mai 1907. — Literatur. — Vermischtes. —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin.
Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselen in Berlin.
Buchdruckerei Gustav Schenck Nachflg. P. M. Weber in Berlin.